



ZURICH SWITZERLAND SUISSE

TECHNICAL PAPERS PAPIERS TECHNIQUES

CONGRESS 6-10 SEPTEMBER 1982

INTERNATIONAL WATER SUPPLY ASSOCIATION (IWSA)
ASSOCIATION INTERNATIONALE DES DISTRIBUTIONS D'EAU (AIDE)
1 QUEEN ANNE'S GATE LONDON SW1H 9BT

71 IWSA82-1110

71/
W 82

71
IWSA 82

KD 3541

(Papers KD 3542 +/n KD 3545)

LIBRARY IRC
PO Box 93190, 2509 AD THE HAGUE
Tel.: +31 70 30 689 80
Fax: +31 70 35 899 64

BARCODE: 1110

NO:

71 IWSA 82

71
1WSA 02

14th International Water Supply Congress and Exhibition
14ème Congrès et Exposition de l'Association Internationale des Distributions d'Eau

OUTLINE PROGRAMME

RÉSUMÉ DU PROGRAMME

(The Registration and Scientific and Technical Programme will take place in the Swiss Federal Institute of Technology (ETH) Rämistrasse 101, Zürich).

(L'Enregistrement des Délégués et les Sessions Techniques se tiendront dans les Bureaux de l'Ecole Polytechnique Fédérale (EPFZ), Rämistrasse 101, Zürich).

Registration Centre
for the 14th Int'l Water Supply

Sunday, 5th September—Dimanche 5 septembre

10.00–16.00 Registration.
Enregistrement des délégués.

18.00–20.00 Departure of Boats for 'Boat Evening' with refreshments and music.
Départ des bateaux pour la 'Soirée-croisière' en musique, avec buffet

BOAT STATION
EMBARCADÈRE
Bürkiplatz, 10

Monday, 6th September—Lundi 6 septembre

9.00–11.00 Opening of Congress.
Séance d'ouverture du Congrès.

SPORTS HALL
HALL DES SPORTS
Allmend Wiedikon

14.00–14.30 Opening of Exhibition.
Inauguration de l'Exposition.

14.15–17.00 General Report 1—Protection of Aquifers against Pollution.
Rapport Général No. 1—Protection des Aquifères contre la Pollution.

ROOM/SALLE F 30

14.15–15.30 Special Subject 18—Water Corrosivity.
Sujet Spécial No. 18—Corrosivité de l'Eau.

ROOM/SALLE F 1

Special Subject 26—Consumer Market Research.
Sujet Spécial No. 26—Etude du Marché des Consommateurs dans le Domaine de l'Eau.

ROOM/SALLE F 7

15.45–17.00 Special Subject 14—Corrosion in Plants and Pumping Stations.
Sujet Spécial No. 14—Corrosion dans les Installations de Traitement et les Stations de Pompage.

ROOM/SALLE F 1

Special Subject 20—Water Documentation.
Sujet Spécial No. 20—Eau et Documentation.

ROOM/SALLE F 7

19.00/20.00–22.30 Candle Light evening in the 'Lichthof' with cold buffet, music and dancing.
Soirée aux chandelles dans le 'Lichthof', avec buffet froid, musique et danse.

UNIVERSITY OF
ZURICH
UNIVERSITÉ DE
ZURICH
Rämistrasse 71

Tuesday, 7th September—Mardi 7 septembre

- | | | |
|-------------|---|--------------------------------------|
| 9.00–10.45 | Special Subject 2—Mathematical Models for Integrated Planning of Water Resources.
Sujet Spécial No. 2—Modèles Mathématiques pour la Planification des Ressources en Eau. | ROOM/SALLE F 30 |
| | Special Subject 13—Tele-recording of Meters.
Sujet Spécial No. 13—Télé-relevé des Compteurs d'Eau. | ROOM/SALLE F 1 |
| | Special Subject 24—Specialised Application of Computerisation in Water Supply.
Sujet Spécial No. 24—Applications Spécialisées de l'Informatique dans la Distribution d'Eau. | ROOM/SALLE F 7 |
| 11.00–12.45 | Special Subject 4—Security in Water Supply.
Sujet Spécial No. 4—Sécurité dans l'Alimentation en Eau. | ROOM/SALLE F 30 |
| | Special Subject 19—Current Trends in Design and Construction of Reinforced and Prestressed Concrete Water Retaining Structures.
Sujet Spécial No. 19—Tendances Actuelles en Matière de Conception et de Construction de Structures en Béton précontraint Destinées à Retenir ou à Stocker l'Eau. | ROOM/SALLE F 1 |
| | General Report 3—Work Safety.
Rapport Général No. 3—Sécurité des Installations et des Personnels d'Exploitation des Distributions d'Eau. | ROOM/SALLE F 7 |
| 11.00–15.00 | Film Shows by the Public Relations Committee.
Projection de films sélectionnés par le Comité sur les Relations Publiques. | ROOM/SALLE E 7 |
| 14.15–15.30 | Special Subject 3—Well and Borehole Construction and Rehabilitation.
Sujet Spécial No. 3—Construction et Réhabilitation des Forages et des Puits. | ROOM/SALLE F 30 |
| | Special Subject 25—Feasibility of Dual or Multiple Water Supply Systems.
Sujet Spécial No. 25—Faisabilité de Systèmes Doubles ou Multiples de Distribution d'Eau. | ROOM/SALLE F 7 |
| 14.15–17.00 | General Report 2—Water Quality in the Distribution Network.
Rapport Général No. 2—La Qualité de l'Eau dans le Réseau de Distribution. | ROOM/SALLE F 1 |
| 15.45–17.00 | Special Subject 1—Artificial Recharge of Aquifers.
Sujet Spécial No. 1—Recharge Artificielle des Nappes. | ROOM/SALLE F 30 |
| | Special Subject 23—Organising a Waterworks.
Sujet Spécial No. 23—Organiser un Service des Eaux. | ROOM/SALLE F 7 |
| 20.15–22.15 | 'Water Symphony Concert'.
Concert symphonique sur le thème 'Eau et Musique'. | TONHALLE ZURICH
Claridenstrasse 7 |

Wednesday, 8th September—Mercredi 8 septembre

9.00–10.45	Special Subject 11—Effects of Water Storage before Treatment. Sujet Spécial No. 11—Effets d'un Bassin de Storage en Amont du Traitement. Special Subject 15—Transportation of Water over long distances. Sujet Spécial No. 15—Transport de l'Eau sur de Longues Distances. Special Subject 22—Combined Management of Water Supply and Waste Water Systems. Sujet Spécial No. 22—Gestion Combinée des Services de Distribution d'Eau et d'Assainissement.	ROOM/SALLE F 30 ROOM/SALLE F 1 ROOM/SALLE F 7
11.00–12.45	Special Subject 5—Progress in Evaluation of Mutagenic and Carcinogenic Substances. Sujet Spécial No. 5—Progrès dans l'Analyse des Substances Mutagènes et Cancérogènes. Special Subject 16—Progress in Leakage Control. Sujet Spécial No. 16—Progrès dans le Contrôle des Fuites. Special Subject 21—Performance Indicators. Sujet Spécial No. 21—Indicateurs de Performance.	ROOM/SALLE F 30 ROOM/SALLE F 1 ROOM/SALLE F 7
11.00–15.00	Film Shows by the Public Relations Committee. Projection de films sélectionnés par le Comité sur les Relations Publiques.	ROOM/SALLE E 7
14.15–17.00	Special Subject 9—Filtration in Drinking Water and Waste Water Treatment. Sujet Spécial No. 9—La Filtration des Eaux Potables et Usées. General Report 4—Cost Structure and Charges. Rapport Général No. 4—Structure des Coûts et Financement du Cycle de l'Eau.	ROOM/SALLE F 30 ROOM/SALLE F 7
14.15–15.30	Special Subject 17—Pressure Reducing Valves. Sujet Spécial No. 17—Réducteurs de Pression.	ROOM/SALLE F 1
15.45–17.00	Special Subject 8—Electrotechnics in Drinking and Waste Water. Sujet Spécial No. 8—L'Electricité dans le Traitement des Eaux Potables et Usées.	ROOM/SALLE F 1
20.15–22.15	'Water Symphony Concert'. Concert symphonique sur le thème 'Eau et Musique'.	TONHALLE ZURICH Claridenstrasse 7

Thursday, 9th September—Jeudi 9 septembre

- | | | |
|-------------|---|---|
| 9.00-17.00 | Seminar on Developing Countries.
Séminaire sur les Pays en Voie de Développement. | ROOM/SALLE F 1 |
| 9.00-10.45 | Special Subject 10—Sludge Treatment and Disposal.
Sujet Spécial No. 10—Traitement et Elimination des Boues.
General Report 5—Water Quality Standards.
Rapport Général No. 5—Standards de Qualité de l'Eau. | ROOM/SALLE F 30
ROOM/SALLE F 7 |
| 11.00-12.45 | Special Subject 12—Regeneration of Activated Carbon.
Sujet Spécial No. 12—Régénération du Charbon Actif.
Special Subject 6—Development in Organisation of Water Quality Control.
Sujet Spécial No. 6—Progrès Récents en Matière d'Organisation du Contrôle de la Qualité de l'Eau. | ROOM/SALLE F 30
ROOM/SALLE F 7 |
| 14.15-17.00 | Special Subject 7—Removal of Nitrogen Compounds for Drinking Water and Waste Water.
Sujet Spécial No. 7—Elimination des Composés Azotés (Eau Potable et Eaux Usées). | ROOM/SALLE F 30 |
| 19.30-02.00 | Farewell Banquet with music and dancing.
Dîner dansant de clôture. | ETH/EPFZ
HONGGERBERG,
Einsteinstrasse |

Friday, 10th September—Vendredi 10 septembre

- | | | |
|------------|--|----------------|
| 9.00-17.00 | Seminar on Developing Countries.
Séminaire sur les Pays en Voie de Développement. | ROOM/SALLE F 1 |
|------------|--|----------------|

PROGRAMME

OFFICIAL OPENING OF THE 14th INTERNATIONAL WATER SUPPLY CONGRESS

OUVERTURE OFFICIELLE DU 14ème CONGRÈS DE L'ASSOCIATION INTERNATIONALE DES DISTRIBUTIONS D'EAU

Monday, 6th September 1982 at the Sports Hall, Allmend Wiedikon

Lundi 6 septembre 1982, Hall des Sports, Allmend Wiedikon

- 09.00-09.30 Concert by the Band of the Municipal Transport Department of Zürich.
Concert donné par l'Orchestre des Transports Publics de la ville de Zürich.
- 09.30-11.00 Installation of incoming President by retiring President, Mr G. Dejouany.
Passation des fonctions de Président, par M. Guy Dejouany au Dr h.c. M. Schalekamp.
Musical Intermezzo by/Intermède Musical par Jozsef Molnar.
Address by the Federal Councillor/Discours du Conseiller Fédéral, Dr H. Hürlimann.
Welcome on behalf of the Municipal Authorities of the City of Zürich by the Mayor/Allocution de bienvenue des autorités municipales par le Maire de Zürich
Dr Th. Wagner
Presidential Address by/Allocution du Nouveau Président
Dr h.c. M. Schalekamp.
Musical Intermezzo by/Intermède Musical par Jozsef Molnar.
Awards/Remises de distinctions honorifiques
Presentation of 'Golden Fountain'/Attribution de la 'Golden Fountain'.
World premiere of the film 'No Life Without Water' (Donated by the Swiss Industry).
Présentation du film 'Sans eau pas de vie' en première mondiale (don de l'industrie suisse).
- 11.15-11.45 Aperitifs (weather permitting)/Apéritif (si le temps le permet)
(Donated by the Union Bank of Switzerland) (Offert par l'Union des Banques Suisses).

(A map showing the location of the Sports Hall is given overleaf—Tram 13 will take you there from the City centre.)

(Ci-joint, un plan indiquant l'emplacement du Hall des Sports—La ligne de tramway N° 13 y conduit à partir du centre ville.)

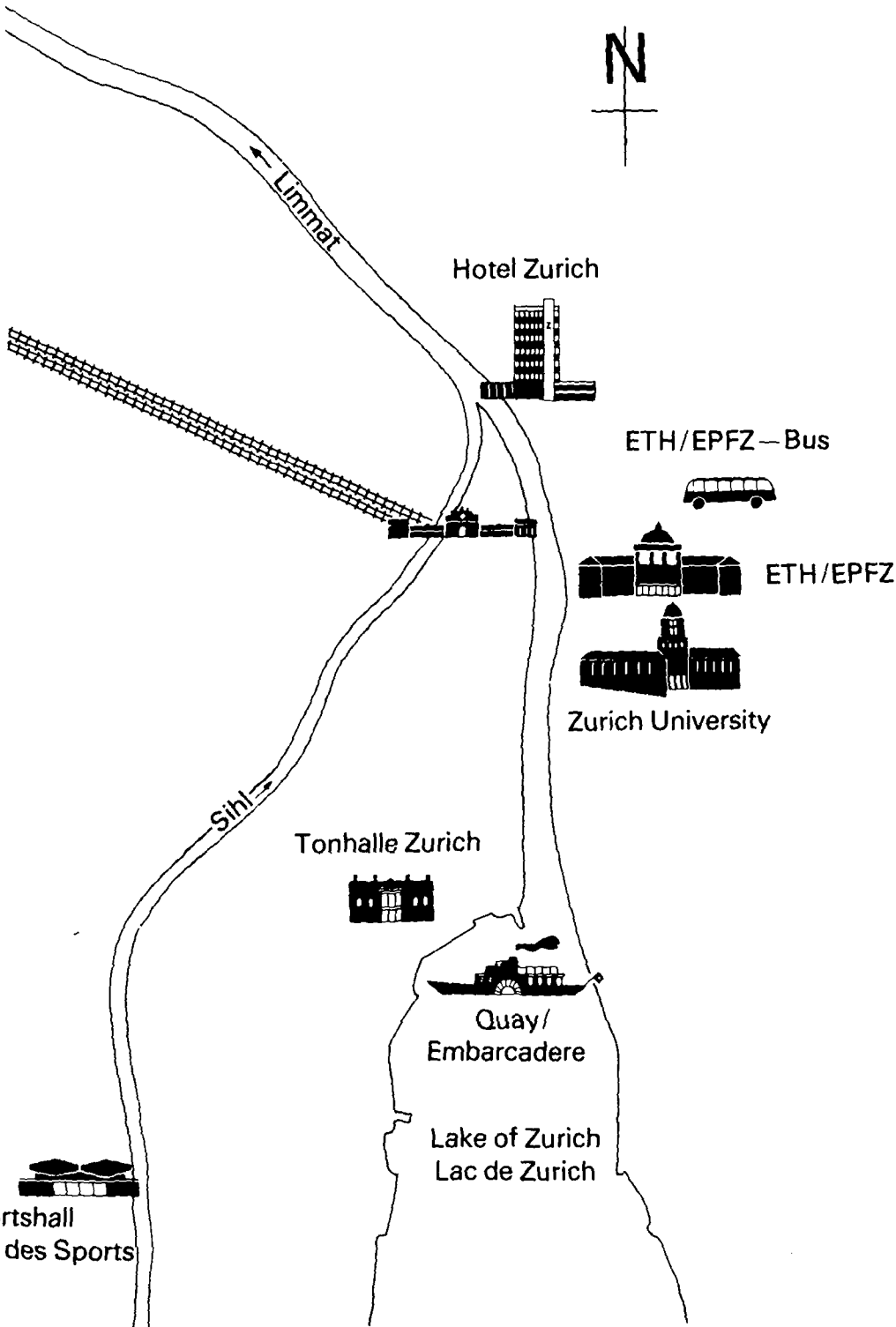
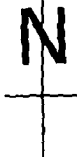
DELEGATES UNABLE TO REGISTER ON SUNDAY WILL HAVE THE OPPORTUNITY TO REGISTER AFTER THE OPENING CEREMONY AT THE ETH.

Les délégués qui ne pourront s'enregistrer dimanche auront la possibilité de le faire, dans les locaux de l'EPFZ, après la cérémonie d'ouverture du Congrès.

ETH/EPFZ – Hönnggerberg



Zurich



ASSOCIATION INTERNATIONALE DES DISTRIBUTIONS D'EAU

LIP... Centre
Rap...
Rapports

ORGANISATION DES SESSIONS

	<u>Page</u>
A. RENSEIGNEMENTS GENERAUX	2
B. RAPPORTS GENERAUX	3 - 5
C. SUJETS SPECIAUX	6 - 8
D. ROLE DES SECRETAIRES DE SEANCE	8

GUIDE PRATIQUE

<u>Si vous êtes</u>	<u>Lisez page :</u>
. Rapporteur Général	3-4
. Rapporteur National	4-5
. Auteur	6-7
. Contributeur Principal	7-8
. Discuteur Officiel	5
. Discuteur	5
. Secrétaire de Séance	8

A. RENSEIGNEMENTS GENERAUX

. Lieu des sessions :

Ecole Polytechnique Fédérale (EPFZ)
Rämistrasse 101,
Zürich

. Programme détaillé :

Joint en Annexe 2. Les horaires indiqués devront être strictement respectés.

. Interprétation simultanée :

Anglais,
Français et
Allemand.

. Assistance :

Le Président du Conseil Scientifique et Technique :

M. Urbistondo ;

Les Vice Présidents :

MM. Coulomb, Roberts et Aage Husen, le Prof. Trueb.

Le Secrétaire Technique de l'A.I.D.E. :

M. Mounier

peuvent être contactés, si besoin, au bureau de l'Association dans les locaux de l'EPFZ.

. Réunions d'information :

Des réunions d'information sur la conduite des sessions seront organisées sous l'égide du Président du Conseil Scientifique et Technique, ou d'un Vice-Président,

LE LUNDI 6 SEPTEMBRE A 13 H 45, ET

DU MARDI 7 SEPTEMBRE AU JEUDI 9 SEPTEMBRE A 8 H 30 ET 13 H 45.

Les présidents de sessions, les Auteurs, les Rapporteurs Généraux, les Contributeurs Principaux, les Secrétaires de sessions et les Interprètes sont invités à assister à ces réunions.

. Moyens audio-visuels :

Des moyens audio-visuels seront mis à la disposition de ceux en faisant la demande.

B. RAPPORTS GENERAUX

1. DUREE

Les Rapports Généraux N° 1, 2, 4 sont d'une durée de 2 h 45 mn.

Les Rapports Généraux N° 3 et 5 sont d'une durée de 1 h 45 mn.

2. ORGANISATION DE LA SESSION

- Le Président ouvre la séance par une présentation rapide du Rapporteur Général.
- Le Rapporteur Général dispose de 20 mn pour présenter son rapport.
- Le Président appelle alors ceux des Rapporteurs Nationaux ayant des remarques complémentaires à faire. Leur temps de parole est de 4 mn chacun.
- Le Président ouvre ensuite la discussion. Priorité est donnée aux discuteurs officiels ayant fait parvenir, avant la séance, au Président une note écrite de leur intervention (Cf. Sujets Spéciaux).
- Au moins 10 mn avant la fin de la session, le Président clôture la discussion afin de permettre au Rapporteur Général de répondre sur les différents points exprimés par les discuteurs, éventuellement aidé par les Rapporteurs Nationaux concernés.
- Le Président remercie alors les Rapporteurs Généraux, les Rapporteurs Nationaux et les Discuteurs, et clôture la session.
- Dans certain cas, le Président peut diviser le thème du rapport en deux parties, les mêmes principes de conduite de session devant être appliqués.

3. INSTRUCTIONS POUR LE RAPPORTEUR GENERAL

Votre intervention

- . Le Rapporteur dispose de 20 mn pour présenter son rapport. Ce temps doit être strictement respecté.
- . Le Rapport Général est considéré comme ayant été lu par les participants.

Il s'agit donc pour le Rapporteur Général non pas de lire le rapport, mais :

- d'en faire apparaître les faits saillants,
- d'insister sur certains aspects, novateurs pour les délégués,
- d'en tirer des conclusions pour l'avenir.

- . Il est recommandé d'utiliser des aides audio-visuelles (diapositives, transparents) afin d'illustrer et de rendre attrayante cette présentation.
- . Pensez à l'interprétation simultanée. Malgré toute leur compétence nos interprètes ne traduiront fidèlement les interventions que si celles-ci sont exprimées posément et très distinctement ; nous vous demandons par ailleurs de leur remettre préalablement le texte de votre intervention en 5 exemplaires.

Votre participation à la discussion

- . Une part importante du temps de chaque session est consacrée aux discussions.
- . Vous serez en mesure en fin de séance, de répondre en quelques minutes aux questions posées par les discuteurs ; éventuellement avec l'aide du Rapporteur National concerné.

Publications

- . Le texte de votre rapport a été intégralement publié en anglais et en français et remis aux participants du Congrès.
- . Il sera publié dans le livre du Congrès, accompagné des rapports nationaux, des interventions des discuteurs officiels, et, si vous le souhaitez, de votre réponse à leurs questions qu'il conviendra de nous remettre par écrit avant la fin du Congrès.

Renseignements pratiques

- . Nous vous rappelons que vous êtes invités à participer aux sessions d'information qui seront organisées sous l'égide du Président du Conseil Scientifique et Technique, ou d'un Vice-Président,

LE LUNDI 6 SEPTEMBRE A 13 H 45 ET

DU MARDI 7 SEPTEMBRE AU JEUDI 9 SEPTEMBRE A 8 H 30 ET 13 H 45.

- . Diapositives : Cf. Annexe 3

4. INSTRUCTIONS POUR LES RAPPORTEURS NATIONAUX

- . Les Rapporteurs Nationaux désirant intervenir disposent de 4 mn.
- . Votre Rapport National ayant été remis au préalable aux délégués et évoqué dans le Rapport Général, votre éventuelle intervention devra avoir pour objet d'ajouter de nouvelles informations, de nouveaux éléments à ceux déjà publiés.
- . Pensez à l'interprétation simultanée. Parlez posément et distinctement.

- . Les Rapporteurs Nationaux sont invités à participer aux discussions dès lors qu'un point précis de leur rapport est évoqué.

Publication

- . Les Rapports Nationaux sont publiés en anglais et en français.

5. INSTRUCTIONS POUR LES DISCUTEURS OFFICIELS

Intervention

- . Les discuteurs officiels sont les représentants désignés des pays membres pour prendre part à la discussion.
- . S'ils souhaitent être appelés en priorité par le Président pour exprimer leurs commentaires et leurs questions sur le sujet considéré, il leur faut adresser une note écrite au Président avant le début de la séance.

Cette note, d'un maximum de 250 mots (1 page) pourra être écrite sur la fiche de discussion joint en Annexe 1 et :

- * soit envoyée en temps utile à l'AIDE - 1, Queen Anne's Gate
London SW1H 9BT
Grande Bretagne
- * soit remise au bureau de l'AIDE dans les locaux de l'EPFZ
- * enfin, soit remise au Président pendant une des séances d'informations (Cf. Renseignements Généraux, page 2).
- . Les discuteurs doivent évidemment limiter leurs remarques au thème considéré. Le Président est en droit d'arrêter la discussion si elle sort du sujet.
- . Les discuteurs officiels qui souhaitent intervenir pendant la séance sans avoir procédé à l'envoi ou la remise d'une note préalable pourront remplir une fiche de discussion et la remettre aux secrétaires en début de séance. Ils interviendront dans la mesure du temps disponible.
- . Pensez à l'interprétation simultanée. Parlez posément et distinctement.

Publications

- . Les fiches de discussion remises avant la séance pourront être publiées dans les actes du Congrès.

6. AUTRES DISCUTEURS

- Tout délégué pourra participer aux discussions dans la limite du temps disponible. Il sera invité à remplir une fiche de discussion et à la remettre au Secrétaire de séance avant le début de la séance.

C. LES SUJETS SPECIAUX

1. LA DUREE

Les Sujets Spéciaux N° 7 et 9 sont d'une durée de 2 h 45 mn.

Les Sujets Spéciaux N° 2, 4, 5, 6, 10, 11, 13, 15, 16, 19, 21, 22, 24 sont d'une durée de 1 h 45 mn.

Les Sujets Spéciaux N° 1, 3, 8, 14, 17, 18, 20, 23, 25 et 26 sont d'une durée de 1 h 15 mn.

2. ORGANISATION DE LA SESSION

- Le Président ouvre la séance par une présentation rapide de ou des auteurs (s).
- Les auteurs disposent de 15 minutes chacun pour présenter leur rapport.
- Les Contributeurs Principaux sont alors appelés par le Président et disposent d'un temps de parole de 3 mn pour présenter leur rapport.
- Le Président appelle ensuite les discuteurs, donnant priorité aux discuteurs officiels, qui auront fait parvenir au Président de Séance, avant la session, une fiche résumant leur intervention (ces fiches peuvent être adressées au Secrétaire Général qui les remettra aux Présidents des Sessions). Le temps de parole maximum accordé à chaque discuteur est de 3 mn.
- Au moins 10 minutes avant la fin de la session, le Président clôture la discussion afin de permettre aux auteurs de répondre sur les différents points exprimés.
- Le Président remercie alors les Auteurs, les Contributeurs Principaux et les Discuteurs et clôture la session.

3. INSTRUCTIONS POUR LES AUTEURS

Votre Intervention

- . Chaque auteur dispose de 15 minutes pour présenter son article. Ce temps doit être strictement respecté.
- . Les articles sont considérés comme ayant été lus par les participants.

Il s'agira donc non pas de lire votre article, mais :

- d'en faire une synthèse
 - d'en faire ressortir les points saillants
 - d'évoquer éventuellement certains aspects nouveaux non contenus dans votre document.
- . Nous vous recommandons d'utiliser des aides audio-visuelles afin d'illustrer et de rendre plus attrayante votre présentation.
 - . Pensez à l'interprétation simultanée. Malgré toute leur compétence, nos interprètes ne traduiront fidèlement les interventions que si celles-ci sont exprimées posément et très distinctement ; nous vous demandons par ailleurs de leur remettre préalablement le texte de votre intervention en 5 exemplaires.

Votre participation à la discussion

- . Une part importante du temps de chaque session est consacrée aux discussions.
- . Vous serez en mesure en fin de séance de répondre en quelques minutes aux questions posées par les discuteurs.

Publications

- . Le texte de votre article a été intégralement publié en anglais et en français et remis aux participants du Congrès.
- . Ils seront publiés dans les actes du Congrès, accompagnés notamment des interventions des discuteurs officiels, et, si vous le souhaitez, de votre réponse à leurs questions qu'il conviendra de nous remettre par écrit avant la fin du Congrès.

Renseignements pratiques

- . Nous vous rappelons que vous êtes invités à participer aux sessions d'information qui seront organisées sous l'égide du Président du Conseil Scientifique et Technique, ou d'un Vice-Président,
LE LUNDI 6 SEPTEMBRE A 13 H 45, ET
DU MARDI 7 SEPTEMBRE AU JEUDI 9 SEPTEMBRE A 8 H 30 ET 13 H 45.
- . Diapositives : Cf. Annexe 3.

4. INSTRUCTIONS POUR LES CONTRIBUTEURS PRINCIPAUX

- Chaque contributeur principal dispose d'un temps de parole de 3 mn.

- L'objet de son intervention est d'apporter des éléments complémentaires ou une illustration d'un des articles présentés par les auteurs au préalable.
- Nous vous suggérons donc, en matière de présentation, de commenter quelques diapositives ou transparents dans le temps imparti.
- Pensez à l'interprétation simultanée. Parlez posément et distinctement.
- Vous serez en mesure de participer à la discussion dès lors qu'une intervention d'un discuteur porte précisément sur votre contribution.
- Le texte de votre contribution a été publié en français et en anglais, et distribué à tous les délégués du Congrès. Il apparaîtra également dans les actes du Congrès.
- Nous vous rappelons que vous êtes invités à participer aux séances d'information qui seront organisées sous l'égide du Président du Conseil Scientifique et Technique, ou d'un Vice-Président

LE LUNDI 6 SEPTEMBRE A 13 H 45, ET

DU MARDI 7 SEPTEMBRE AU JEUDI 9 SEPTEMBRE A 8 H 30 ET 13 H 45.

5. DISCUTEURS OFFICIELS ET DISCUTEURS

(Voir page 5 - paragraphe B 5 et B 6).

D. ROLE DES SECRETAIRES DE SEANCE

Les Secrétaires ont pour mission d'assister le Président de séance dans l'exécution de sa fonction. Ainsi :

- . ils devront aider le Président à faire respecter le programme et l'horaire établis.
- . ils collecteront et classeront les fiches de discussion, afin d'aider le Président à ordonner la discussion et en vue de leur publication ultérieure éventuelle.
- . Ils noteront les noms, fonction, adresse des intervenants dans la discussion afin d'être en mesure de dresser une liste chronologique précise des interventions.
- . Le Président pourra leur demander différentes tâches complémentaires liées à la session.

Ils sont invités à assister à la séance d'information préalable à leur session.

INTERNATIONAL WATER SUPPLY ASSOCIATION

ORGANISATION OF SESSIONS

	<u>Page</u>
A. GENERAL INFORMATION	2
B. GENERAL REPORTS	3 - 5
C. SPECIAL SUBJECTS	6 - 8
D. THE ROLE OF SESSION SECRETARIES	8

PRACTICAL GUIDE

<u>If you are a(n)</u>	<u>Read Page</u>
. General Rapporteur	3-4
. National Rapporteur	4
. Author	6-7
. Leading Contributor	7-8
. Official Discussor	5
. Discussor	5
. Session Secretary	8

A. GENERAL INFORMATION

- . Place :
Swiss Federal Institute of Technology (ETH)
Rämistrasse, 101
Zürich
- . Timetable :
Attached in Appendix 2. Times of starting and finishing
must be strictly observed.
- . Simultaneous interpretation :
English,
French, and
German.
- . General Assistance :
The Chairman of the Scientific and Technical Council :
Mr. Urbistondo ;
The Vice-Chairmen :
Mr. Coulomb, Mr. Roberts and Mr. Aage Husen, Prof. Trüeb
The Technical Secretary of I.W.S.A.:
Mr. Mounier

can be contacted for advice and guidance at the Association's
Office in the Federal Institute of Technology.
- . Briefing :
Briefing sessions will be held by the Chairman or one of
the Vice-Chairmen of the Scientific and Technical Council

ON MONDAY 6TH, SEPTEMBER AT 1.45 P.M. AND
FROM TUESDAY 7TH, SEPTEMBER TO THURSDAY 9TH, SEPTEMBER
AT 8.30 A.M. AND AT 1.45 P.M.

All Authors, Chairmen, Leading Contributors, General
Rapporteurs, Secretaries of Sessions and Interpreters
must attend these meetings.
- . Visual Aids :
Visual Aids will be available.

B. GENERAL REPORTS

1. TIMETABLE

General Reports Nos 1, 2, 4 will be of 2 h 45 minutes duration.

General Reports Nos 3 and 5 will be of 1 h 45 minutes duration.

2. CONDUCT OF SESSIONS

- The Chairman will open the session by briefly introducing the General Rapporteur.
- The General Rapporteur will be allowed 20 minutes to introduce his report.
- The Chairman will then call any of the National Rapporteurs who have additional points to make and they will be allowed four minutes each.
- The Chairman will then call discussors. Priority will be given to those who have notified their intention to speak by completing a discussion slip to the Chairman (Cf. Special Subjects).
- No later than 10 minutes before the end of the session the Chairman will close the discussion to give the General Rapporteur an opportunity to reply to comments made possibly with the help of the National Rapporteurs involved.
- The Chairman will then thank the General and National Rapporteurs and the discussors and close the session.
- In some cases, the Chairman may divide the subject in two parts : the previous principles still being applied.

3. INSTRUCTIONS FOR THE GENERAL RAPPORTEUR

- . The General Rapporteur will be allowed 20 minutes to introduce his report. This time limit must be respected.
- . The General Report will be taken as read.

Therefore, the General Rapporteur should not read his paper but :

- highlight the important points,
 - emphasise certain innovating aspects for the delegates,
 - draw conclusions for the future.
- . We recommended that you use visual aids (colour-slides, transparencies) to illustrate your paper to give it an attractive presentation.
 - . Think about the simultaneous interpretation. An interpreter, however competent, cannot translate your discussion with accuracy unless you speak slowly and audibly ; you should bring five copies of your paper to give to the interpreters at the briefing meeting.

Your participation in the discussion

- . An important part of the session will be devoted to discussion.
- . At the end of the session, you will have a few minutes in which to answer the questions raised by the discussors ; possibly with the help of the National Rapporteur concerned.

Publication

- . Your paper has been printed in full in English and in French and given to the delegates.
- . Your paper will be published in the proceedings of the Congress with the national reports, interventions of the official discussors, and if you wish your answers to their questions should be submitted to IWSA in writing before the end of the Congress.

General Information

- . We remind you that you must attend the briefing sessions which will be held by the Chairman of the Scientific and Technical Council or one of the Vice-Chairmen,

ON MONDAY 6TH, SEPTEMBER AT 1.45 P.M. AND
FROM TUESDAY 7TH, SEPTEMBER TO THURSDAY 9TH, SEPTEMBER
AT 8.30 A.M. AND AT 1.45 P.M.

- . Colour slides : see Appendix 3 attached.

4. INSTRUCTIONS FOR THE NATIONAL RAPPORTEURS

- . National Rapporteurs wishing to speak will be allowed 4 minutes.
- . Your National Report will have been circulated in advance to all delegates and mentioned in the General Report. Your possible discussion should therefore be to give more information, supplementing what has already been published.
- . Think about the simultaneous interpretation. Speak slowly and audibly.
- . The National Rapporteurs are invited to make any additional points to the discussion should a particular point of their report be mentioned.

Publication

- . The National Reports are printed in English and in French.

5. INSTRUCTIONS FOR THE OFFICIAL DISCUSSORS

- . The official discussors are the representatives officially designated by the corporate members to take part in the discussion.
- . If they wish to have priority in being called by the Chairman to present their comments or ask questions they must complete a discussion slip and give it to the Chairman before the beginning of the session.

Any written notes, maximum length 250 words (1 page), can be written on the discussion slip included in Appendix 1 and :

- either sent to IWSA : 1, Queen Anne 's Gate
London SW1H 9BT
Great Britain
- or handed in to the IWSA Office in the ETH.
- or, given to the Chairman during the appropriate briefing session (see General Information, Page 2).
- . Official discussors must confine their remarks to the subject of the paper. The Chairman entitled to stop the discussion if it goes beyond the confines of the subject.
- . Official discussors who wish to speak during the session and who have not sent a previous note should complete a discussion slip and give it to the secretaries before the beginning of the session. Their intervention will be limited to the time available.
- . Think about the simultaneous interpretation. Speak slowly and audibly .

Publication

- . Typed discussion notes sent in advance will be printed in the proceedings.

6. OTHER DISCUSSORS

- . Any delegate may take part in the discussion according to the time available. He should complete a discussion slip and hand it to the Secretary before the session.

C. SPECIAL SUBJECTS

1. TIMETABLE

2 h 45 minutes for Special Subjects N° 7 and 9.

1 h 45 minutes for Special Subjects Nos 2, 4, 5, 6, 10, 11, 12, 13, 15, 16, 19, 21, 22, 24.

1 h 15 minutes for Special Subjects Nos 1, 3, 8, 14, 17, 18, 20, 23, 25 and 26.

2. CONDUCT OF SESSIONS

- The Chairman will open the session by briefly introducing the Author or Authors.
- The Author will be allowed 15 minutes to introduce his report.
- The Chairman will then call the Leading Contributors and they will be allowed 3 minutes each to present their reports.
- The Chairman will then call the discussors, discussors who have sent a summary of their intervention before the session, will be given priority by the Chairman (this slip can be sent to the Secretary General who will give them to the Chairmen of the sessions). The maximum time allowed for each discussor will be 3 minutes.
- No later than 10 minutes before the end of the session, the Chairman will close the session to give the authors an opportunity to reply to the discussion.
- The Chairman will then thank the Authors, the Leading Contributors and the Discussors and close the session.

3. INSTRUCTIONS FOR THE AUTHORS

- . Each author will be allowed 15 minutes to introduce his paper. This time limit must be respected.
- . All papers are taken as read.

Therefore, you should not read your paper but :

- make a synthesis
- highlight the important points
- mention, when necessary, any new aspects not mentioned in your paper.

- . We recommend that you use visual aids to illustrate your paper and give it an attractive presentation.
- . Think about the simultaneous interpretation. An interpreter, however competent, cannot translate your discussion with accuracy unless you speak slowly and audibly ; you should bring five copies of your paper to give to the interpreters at the briefing meetings.

Your participation at the discussion

- . An important part of the session will be devoted to discussion.
- . At the end of the session, you will have a few minutes in which to answer questions raised by the discussors.

Publication

- . Your paper has been printed in full in English and in French and given to the delegates.
- . Your paper will be published in the proceedings of the Congress, along with the interventions of the official discussors, and, if you wish, your answers to their questions, which should be submitted to us in writing before the end of the Congress.

General Information

- . We remind you that you must attend the briefing sessions which will be held by the Chairman of the Scientific and Technical Council or one of the Vice-Chairmen.

ON MONDAY 6TH, SEPTEMBER AT 1.45 P.M. AND
FROM TUESDAY 7TH, SEPTEMBER TO THURSDAY 9TH, SEPTEMBER
AT 8.30 A.M. AND AT 1.45 P.M.

- . Colour-slides : see Appendix 3 attached.

4. INSTRUCTIONS FOR THE LEADING CONTRIBUTORS

- Each Leading Contributor will be allowed 3 minutes.
- His intervention aims to supply additional information or illustrate one of the articles presented earlier by the authors.
- We recommend that in the time allowed for your presentation you use slides to emphasize your subject.
- Think about the simultaneous interpretation. Speak slowly and audibly.
- You will be allowed to take part in the discussion when a discussor's intervention deals specifically with your paper.
- Your paper has been published in French and in English and given to all delegates. It will also be included in the proceedings of the Congress.

- . We remind you that you must attend the briefing sessions which will be held by the Chairman of the Scientific and Technical Council or one of the Vice-Chairmen,

ON MONDAY 6TH, SEPTEMBER AT 1.45 P.M. AND
FROM TUESDAY 7TH, SEPTEMBER TO THURSDAY 9TH, SEPTEMBER
AT 8.30 A.M. AND AT 1.45 P.M.

5. OFFICIAL DISCUSSORS AND DISCUSSORS

(See Page 5 - paragraphe B.5. and B.6.)

D. THE ROLE OF SESSION SECRETARIES

The task of the Secretaries is to help the session Chairman carry out his duties. Therefore :

- They must help the Chairman enforce the programme and the timetable given.
- They will collect and classify the discussion slips, making it easier for the Chairman to keep the discussions in order and with a view to their possible publication later.
- They will take note of the name, designation and address of those taking part in the discussion in order to be able to draw up a precise chronological list of interventions.
- The Chairman may ask them to perform other complementary duties related to the session.

They must attend the briefing meeting prior to their session.

1 GENERAL REPORT 1 RAPPORT GENERAL

Protection of aquifers against pollution

Protection des aquifères contre la pollution

General Rapporteur:	M. Clouet d'Orval (France)
Rapporteur Général:	
National Rapporteurs:	H. Frischherz & W. Kasper (Austria)
Rapporteurs Nationaux:	H. Bruyndoncx (Belgium)
	E. Rørdam (Denmark)
	E. Mälkki (Finland)
	K. Th. Rager (Germany)
	O. Boyle (Ireland)
	G. Battaglia & N. Sottani (Italy)
	H. R. Van Waegeningh (Netherlands)
	K. Ellingsen (Norway)
	I. Ghita (Roumania)
	E. Custodio (Spain)
	L. Lysen (Sweden)
	E. Trueb (Switzerland)
	J. Partington & M. Morgan-Jones (UK)
	P. A. Schulte (USA)

LIBRARY
National Reference Centre
for Community Water Supply

Michel Clouet d'Orval, Compagnie Générale des Eaux, 52, rue d'Anjou, 75008 Paris, France

At the 1978 Kyoto Congress¹ the national rapporteurs did not think that the impact of pollution would be so great for groundwater, even though a certain misappreciation of the evolution of pollutants in the soil and the sub-soil had already been pointed to. Today it appears more clearly than it did four years ago that the most promising course to follow would no doubt be not only to intensify the struggle against urban and industrial pollution, but also to start organising the prevention of farm pollution, this last point having been raised more recently².

1. Policy of protection

It is from the angle of the management of a natural heritage that the protection of groundwater must most logically be viewed. Such management, to be as effective as possible, should maximise the advantages and minimise the drawbacks for users, and should not generate any permanent handicaps for the future. The aim must be to manage water quality, just as we manage quantity, bearing in mind that the use of the environment as a water reserve must seek to optimise two functions^{3,4}:

- to provide water of satisfactory quality for the use it is intended for, or will be in the future;
- to receive waters that have undergone some change or use.

As the natural environment is liable to serve both as a resource and an outfall, man has naturally sought to keep these two quality-consuming functions apart: one does not draw water at the same place that one discharges it. The attempt has generally been made in all countries to specialize groundwater in the sole supply function, whereas surface waters are in, or flow through, environments that alternatively 'give' or 'take', and thus more readily imply the management of their quality.

The specialising of groundwater for supply has resulted in the establishment of protection laws that are imperative in spirit but which are often hard to apply strictly in practice. For example, in some regions with karst subsoils where there are no surface waters, groundwaters obviously 'receive' because there is no economic alternative. In contrast, some aquifers having water of naturally poor quality could be better used by being specialised for wastewater removal.

In the light of these considerations, we may wonder today whether it would not be possible to apply to groundwater a policy of quality objectives in the same way as is done in many countries for surface water, that is, a much more advanced regulatory framework authorising (not to say fostering) a certain extent of deterioration of quality in areas that are not sensitive or which are reserved for disposal and, on the other hand, to apply much more effective protection in zones where groundwater is a drinking water resource or a priority choice.

These ideas are of course somewhat theoretical, but it now seems that the water and environmental policy-makers in the industrialized countries are becoming conscious of the very relative character of

groundwater quality, and of the need to manage it. This is already being done, certainly, but the regulations are not generally intended to facilitate management in this sense. In other words, is it not time to divest groundwater of the halo it has so long been entitled to from the quality point of view, and replace it with a water resources policy that is similar to that applied to surface water?

We run into practical difficulties along this line though. The time involved in implementing quality-objective policies for surface waters, whose quality can after all be defined by river reaches, is already very long, and the problem for groundwater is another cup of tea altogether:

- groundwater is invisible; aquifers often do not have clear-cut limits; groundwater flow is rarely well known; the upstream-downstream criterion must be handled with more care because of the induced lowerings of the water table, which may notably change the direction of flow;
- groundwaters have a considerable buffer effect, therefore the time factor plays a key role in the persistence of their quality. Let us assume that a quality objective has been set for an aquifer or part of an aquifer, it would be hard to later switch to a stricter criterion if the need arose, whereas for a river this could readily be done. Conversely, there is no point in making investments to protect an aquifer from pollution if it were to be downgraded later on;
- groundwaters flow through a vast three-dimensional environment and are thus harder to manage than the well-defined and 'one-dimensional' area of a river;
- groundwaters can only be subjected with trouble to significant quality inventories because of the difficulty of sampling in such a vast and practically static medium.

Many authors, having trouble fully grasping groundwater pollution (its extent, limits, propagation, pathway, and development), and hence of assessing the effects of a given discharge or water supply, have tried to rationalize groundwater use by employing models. These are based on the mathematical expressions of the physical phenomena involved (continuity equation, Darcy's Law, diffusion and convection equations) and are called either mathematical or analogical methods according to their make-up. A better name would really be physical models. They are the outcome of highly sophisticated techniques. Whereas formerly they were used only for quantity, they are now used for both quantity and quality of groundwater resources. However, models do not yet appear to be perfect tools for managing groundwater quality at the regional level; at best, using models to compute the concentrations of a given dissolved product in space and time, local phenomena may be more fully comprehended, for example, in the assessment of the spread of a localized pollution⁵⁻⁷.

For regional management, comprehending the physical phenomena is not a problem. What is a problem, however, is the obtaining of an adequate representation, for the parameters are only known at certain points and for scales that are not always compatible with the extrapolation necessary for an overall simulation. Models of coastal

groundwaters with variable salinity seem to be an exception, and comprehensive models can no doubt make management easier. We will come back to this topic, which is of international interest (Long Island, USA⁸, Mediterranean aquifers^{9,10}, France, Israel, Lebanon, Mauritania, amid many others).

A policy of quality objectives (preservation according to the water's usage) is therefore difficult for the management of aquifers, as there will always be doubt about the possibly irremediable consequences that contamination or pollution of reputedly pure water may have. So the decision-makers prefer to adopt a policy for the preservation of groundwater quality that is dictated by prudence.

It is beyond argument that groundwater systems are subject to growing surveillance in most countries. However, in Spain the sole existing information is restricted to the Eastern Pyrenees, and everywhere else surveillance remains 'diffuse, decentralised and occult'¹¹.

In other countries, besides the controls on drinking water supplies, the minimum extent of which is defined by law, there now often exist monitoring networks to oversee the evolution of water quality in the natural environment^{12,13}. In France, such networks first appeared four years ago and there are a number of them in many departments, at least in those where there are major groundwater resources.

Some of this monitoring serves restricted and immediate objectives, to survey water quality near potential pollution sites. In other cases, its aim is to control the overall aquifer quality and to detect the evolution of a generalised mineralisation. Finally, trace elements are only analyzed very episodically, and they are followed only if a given polluting substance has been detected. But no matter how big the scale of such investigations, the quality of aquifers is very hard to sample and it is still impossible to draw up an account that is truly representative of groundwater resources, and thus to envision its future evolution.

Failing the capacity to detect undesirable substrates early and everywhere, certain precautions are taken by assessing the vulnerability of underground water systems. This allows on the one hand to inform developers of the danger of implanting certain polluting installations in a given vulnerable area and on the other hand to establish new supply points in less vulnerable zones. The degree of vulnerability may be expressed in the form of maps¹⁴ which take account of both geological criteria and of pollution or drinking water sites.

But it is impossible to ensure the conservation of quality in an absolute manner. Besides the intrinsic protection afforded by pollution control of discharges upstream, many countries also seek to reduce the vulnerability of abstraction points so that they will be less affected by an existing, tolerated pollution or by a possible violent pollution. Vulnerability is often reduced by the establishment of a protection zone around supply points, whose aim may be simply to let new developers know of the possible effects of a facility on water uptakes or, better yet, to set up restrictions prohibiting certain types of activity^{15-18,23}, (Figs 1 & 2) (Page 6).

In this respect we should mention some new roles played by the natural underground: it receives concentrated wastewaters that are hard to treat¹⁹; it receives gas storage; its waters are used for geothermics to heat buildings^{20,21}, and for transfer of drinking water through artificial recharge²².

2. Legislation

In practically all countries having contributed a national report, a recent law on water and its protection against pollution has been passed. Clearly these countries, with a high standard of living, have faced considerable pollution problems as a result of their fast economic growth. They have therefore sought to solve these problems by adopting legislation aimed at curbing the deterioration of the quality of their water resources. But groundwaters, hidden and veiled in myths that are firmly anchored in the public consciousness, are subject to less clear and less precise regulations than surface waters. For instance, resources like rivers, lakes or impounded waters are well-defined entities which can readily be embodied in the legal framework, whereas the notion of groundwater aquifer is practically absent. Here, legislation is based on concepts of ownership of the land or the well but not on the aquifer's physical and hydrodynamic unity and the diffuse limits and complex reality of groundwater systems.

Those who have thought about the spirit of the laws realize that its aim is always to establish a compromise between the safeguard of equity and the good organisation of society. With respect to the protection of aquifers, this same rule applies: equity means prohibiting pollution; organisation means authorizing certain inevitable instances of pollution. Depending on the country, the compromise reached is at a different point but clearly it is in the most restricted countries, those combining a small area and high aquifer vulnerability with extensive economic development, that the organisation side will prevail at the expense of a loss in the natural quality of abstracted water. Compensation will then be necessary or artificial treatments will have to be used to regain this quality.

From a quick overview of the laws in operation in various countries, we may gather:

- that all the countries have more or less precise rules to avoid pollution of the soil, but these rules do not always consider the extent and the quality of groundwater resources, nor their vulnerability^{33,34};
- that some countries create zones of protection in the aim of informing developers of the sensitivity of the surroundings and of the vulnerability of the exploited or exploitable resources;

- that some countries sometimes go a step further and set up legal zones which involve real constraints for the surrounding district. It is in Switzerland for instance that legislation seems to be the most complete and the most precise for groundwater protection²⁵⁻³².

But the set-up of legal zones may entail a substantial economic impact and one may wonder whether these zones of protection should correspond to a single set of criteria or whether it would be wiser to rule on their extent case by case in consideration of the complexity of the environment and the economic consequences. In France, a large freedom of assessment, not only technical but also socio-economic, is left to the certified geologist responsible for defining the protection areas. Recent studies^{35,35} have sought to evaluate the economic burdens of restrictions versus the benefit arising from the existence of such zones, but they ran into difficulty in correctly assessing the benefit, which may only be transitory (travel time) and which after all is only an attenuation of a very random risk that is hard to calculate. The fact that these protection areas cannot be defined mathematically adds to the conflictual nature of investigations at the time of expropriations and compensation for constraints, with the result that few communities finally want to create them. Some communities are tempted to invest in treatment facilities, which give them a more concrete retort to pollution, well knowing that this investment may be put off to some extent in relation with the real evolution of the groundwater's quality. Indeed, the buffer action of aquifers may be viewed not only on the physical side, but also from the economic angle: where natural protection is not perfect, the great stability of quality arising from the vastness of the underground means that water treatment may not be necessary right away, and can be put off for a few years.

3. General trends

The aggressions related to the deterioration of groundwater quality are felt in all countries and represent a real menace to drinking water supply, but their extent should not be exaggerated.

They depend on:

- the various sorts of pollution generated by economic activities situated on the ground surface (for example, factories, wastes, discharges, agriculture)³⁶⁻³⁹;
- the very varied nature of the emitted products (heavy metals, organic solvents, nitrates, etc.)⁴⁰⁻⁴²;
- the aptitudes of the natural surroundings to hinder the transfer of a given pollutant to groundwater (purifying capacity of the soil, self-purification, filtration, dilution)^{43,44}.

3.1 Abstractions near rivers

Groundwater is very often withdrawn near rivers, first, because the alluvial flows in themselves constitute attractive aquifers with possibilities of induced or artificial recharge, and secondly, to take advantage of the topographical bed and thereby reach water at the minimum depth.

In Germany, many well fields are in this situation and take advantage of the induced recharge (Uferfiltrat)⁴⁵. In other countries, this kind of recharge is less common, but it is in general widespread enough that it is worthwhile to analyze the role of protection afforded by the natural ground between the river and supply points.

Clearly, in this case, the quality of the abstracted water will depend to a great extent on the quality of the river, and the quality objectives applied to the river near the wells must obviously take account of the water's usage for drinking water, even if the water intake is in the aquifer a moderate distance away.

Many observations made in Switzerland and Germany and reported by Bize, Grenet and Maneglier⁴⁶, show that the water's velocity during filtration and the distance from the banks to the supply points affect water quality. The 'biologically active membrane', to which the bed and the banks of the river may be likened, and the natural filtering area of sand and gravel in contact to some extent with the atmosphere, act like a real treatment plant: the natural purification processes may include, with some qualifications, more or less complete breakdown of organic compounds, nitrification-denitrification of ammonia, adsorption and sequestration of some heavy metals and pesticides, ion exchanges, and dilution through the blending with the groundwater proper. The authors describe a 'reduced zone' near the river where one observes a drop in the oxygen content and in oxidizable matter, and an increase in iron and manganese concentrations. To take full advantage of this natural treatment process and to be better protected against the river's aggressions, it is advisable to set up wells outside of this reducing zone in a reoxygenation area, to let iron and magnesium oxides deposit and to find dissolved oxygen again.

It is also possible to benefit from this type of treatment by using artificial recharge basins, like those used by the Compagnie Générale des Eaux at Blagnac, allowing an adequate aeration of the water to minimise the extent of the reducing zone, and all the more so as it is possible to control the clogging layer on the basin's bed through cleaning, the frequency of which should be optimised.

Still with regard to supply wells near rivers, it is of interest to manage the whole of the alluvial area by judiciously using the exploited grounds of former quarries. The bodies of water can be managed by maintaining their water level at a higher potential than the river's through an upstream feeding channel. This can provide protection against an accidental pollution in the river by the momentary disconnection of the quarry from the waterway and the abstraction of groundwater near the controlled quarries. A vast well field based on these principles is foreseen in France at the confluence of the Yonne and Seine rivers, which would require continued control

of the environment and of the superficial hydraulics of the quarries by using the various water levels of the river's reaches between locks.

3.2 Salt

With reference to salt, we may note three kinds of pollution:

- pollution due to the underground advance of seawater when coastal aquifers are subjected to excessive withdrawal bringing the water table below sea level^{47, 9, 10}.
- pollution from the application of salt on roads in winter^{48, 49}.
- local pollution from the dumping of mining wastes^{50, 51}.

In coastal areas, the evolution of the phenomena is now rather well controlled through the use of mathematical models, mentioned at the beginning of this report. In this case Cl⁻ ion can be considered a good tag and an accurate representation of the evolution of the piezometry and the salt concentration can be obtained. A real tool for rational management of the aquifer's quality and quantity can thus be created.

For instance, a study carried out for the water supply of Nouakchott in Mauritania⁵⁶ allowed to establish forecast maps on the evolution of concentrations and to define future abstraction points, to be developed in stride with the needs of the Mauritanian capital. The current supply point located 50 km from Nouakchott* will continue to be developed, then its operational flow will have to be limited and withdrawal will be done 40 km away. Even in this case, with the aquifer subject to major constraints for its protection from marine invasion, groundwater remains more economical than the too-distant surface water or than water produced by seawater desalination.

Finally, when discussing the pollution of groundwaters by salt, it is impossible not to mention the pollution of the alluvial aquifer of the Rhine by the extractions of potash ore in Alsace (cf. Bern agreements of 29 April 1963 and Bonn agreements of 3 December 1976 in the framework of the International Commission for the Protection of the Rhine against Pollution)^{51, 52}.

3.3 Sanitation of small communities

An effort is currently under way to perfect sanitation for the rural environment and small communities, especially in areas where discharges have a particularly tangible environmental impact. Such is the case in karst regions where valleys are dry and rivers disappear underground and aquifers are the inevitable receptacles of urban and industrial effluents. In this type of particularly vulnerable system, it is better to avoid the concentration of the pollutant flux and its direct access to underground channels. One of the methods, besides the sophisticated treatment techniques that are better suited when there are enough users to fund them, is to try to take advantage of the ground's role as natural purifier. So it is with a new spirit that sanitation in a rural environment is now conceived on the basis of the sensitivity and vulnerability of the receiving environment⁵³.

This may involve either collective sanitation, if the site is fit for infiltration basins or irrigation (example of Port-Leucate where treatment plant effluents of 25000 population, 60000 planned, are spread in part over basins and in part over pine forests^{54, 55}) or individual sanitation if each parcel is compatible with the set-up of a system for dispersing effluents.

Pilot experiments in individual sanitation may be noted in France: Amfreville-la-Campagne in Normandy, Hohwald in Alsace, and the Northern District of East St Quentinois in northern France. The term 'autonomous' is preferred here to 'individual' to underline that even if the facilities for treatment (septic tanks or other) and for discharge (dispersal drains for instance) exist at every lodging, sanitation service could remain a public service under the community's responsibility⁵⁶.

But before the law authorises communities to take charge of the investments and management of this type of sanitation, these techniques should be tested and their costs evaluated through several full-scale experiments. It does appear that the costs—not only of investment but especially of monitoring and operation—are higher than for collective sanitation and that the technical equipment is less reliable. In some cases however, in sensitive areas where any concentration of pollution must be avoided, autonomous sanitation would be the best suited and it might be advisable to foster it by assistance to lighten the users' financial burden.

3.4 Agricultural pollution

While the use of sewage as a biological ameliorator has farming playing a role as pollution fighter, farming is in return responsible for damaging the quality of aquifers by pesticides and nitrogenous fertilizers⁵⁷⁻⁶⁰.

Pesticides are organic products that have very diverse natures and physical and chemical properties. The most dangerous of these substances for the environment, those that are organo-mercuric for example, have been taken off the market and are no longer used. Studies on the development of pesticides in the ground are many, but they are always difficult because of the complexity of the phenomena involved: solubility, complexing with the humic acids and hydroxides present in the soil, possibilities of leaching^{61, 62}. Nevertheless, most authors agree that pesticides are generally halted in the ground and stay there long enough to be partially destroyed.

On the other hand, they are more easily transported to surface water by soil erosion during run-off and they may then be found in wells bordering rivers because of the induced recharge. Even if the doses which reach drinking water are small, prudence in accepting them is appropriate—the Americans have adopted strict standards for

pesticides—because they are susceptible of concentrating in the food chain.

The nitrate question remains unanswered and was raised by just about all of the reporters. As technicians we are unable to solve this problem: unless a consensus and a real political will enables more concerted action.

Several graphics (Fig. 3) (Page 8) from national reports bring out the very definite upward trend in the nitrate contents of various groundwaters used for drinking water supply. It is moreover known that nitrates ingested by the organism at excessive doses can be responsible for a degradation of hemoglobin—in infants in particular—and, though this is very contested, for the formation of reputedly carcinogenic nitrosamines.

In France, the public authorities are aware of the problem. At the end of 1979, the Ministers for agriculture and for the environment requested the constitution of a work group, called 'Farming Activities and Water Quality', better known as the Henin group after the eminent specialist of the National Institute for Agronomic Research in charge of this work, associating scientists, officialdom, and representatives of the farming industry. The report² states, amid other conclusions about phosphates and pesticides, that agriculture probably plays a part in the appearance of high nitrate levels in aquifers.

Three non-contradictory hypotheses are advanced to explain the nitrogen balance in the soil:

- part of it escapes to the atmosphere in the form of nitrogen⁶³;
- part is held back in the form of humus;
- and a part of it slowly migrates towards aquifers.

During the various fertilizing and husbandry activities, a considerable mass of nitrogenous products is transferred to the ground, possibly entailing large local infiltrations, and so applications should be in relation to plant growth and the soil's characteristics.

After these initial findings, the ministers asked that studies be pursued along several lines and in particular along those dealing with nitrogenous manure and its relation with the main crop rotations, the movement of nitrates in the ground and in depth as a function of the environment and the crop, the role of drainage for the protection of groundwater, and all of the economic aspects related to these problems.

These studies are still under way, but we may already discern some results with Jullian and Picard⁵⁵. To reduce the imbalances between the water cycle and the nitrogen cycle in the ground, certain farming practices have to be reconsidered: improvement of the protection of the soil against leaching through a good organisation of parcels and the use of appropriate cultivation methods, better management of the application of natural or artificial fertilizers in accordance with the real needs of plants, and controlled distribution of residues of organic matter and of husbandry wastes (liquid manure). But it is also possible to act downstream, on the water uses, through treatment or by mobilising other kinds of resources, so true is it that in the modification of cultivation policies actions will be long in being carried out and their results long in being felt. Through linear programming methods, technical-economic studies should allow to say, first regionally and then at progressively more local levels, what the best solutions for the general interest are.

To control nitrogenous pollution, measures should be taken quickly, some of which must yield fast results while others can only improve the situation in the long term.

3.5 Urban and industrial wastes

For wastes not to be a source of contamination of groundwater, they must be properly removed and managed⁶⁵. Their final destination, discharges, must be designed to avoid the spread of leachates in the ground. Moreover, holders of toxic wastes must be provided with means so that the occurrence of illicit disposals will be avoided⁶⁶.

At a colloquium held in Versailles in 1978 which brought French experts and officials together, Mr Henin, head of mission at the National Agronomic Research Institute, better known since for his work on agricultural pollution, in a talk which attracted considerable notice warned of certain soil application practices for urban wastewaters and sludges. He in particular cited the possibilities of leaching of heavy metals.

— *Urban and 'common' industrial wastes* can be stored in controlled discharge sites under the condition that the depot is protected by an adapted impermeable cover from rain-water seepage and that the run-off is recovered before it can escape and infiltrate into the ground⁶⁷. Discharge sites are now most often chosen by geologists, on the proper sort of terrain under which aquifers are either non-existent, minor or naturally well-protected. Many studies and controls in the field have shown that with certain precautions, few undesirable products subsist in groundwater at relatively short distances from such discharges. In the United Kingdom, for example, the Waste Disposal Authorities, who perform an obligatory, tight control, do not think that such discharges need a water-tight screen under the condition that harmful products not be admitted²⁴.

— *'special' industrial wastes* can be admitted into specially adapted discharge sites. It is usually recommended that the number of such discharges be limited and that they be designed according to stricter criteria with regard to leachate infiltration.

Special wastes, whose bulk is small compared to common wastes, can tolerate higher disposal costs. When necessary, perfectly water-tight screens are installed and all water is recovered and treated before being discharged into rivers. Such is the case for example for the Fosse Marmitaine discharge near Rouen in

* The aquifer is under the capital close to the sea, but the water is not fresh until much further inland.

France^{68,69} where a semi-public company associates with, among others, Chambers of Commerce and Municipalities, and finances the investments with assistance from national, regional, and departmental governments and the River Authority. Construction and operation were put in the care of a private company itself made up of various service companies specialized in water and environment. Investments attain about 8 million francs, of which 5 million francs must be refinanced every 7 years, for a waste disposal capacity of 70 000 tonnes per year. It may be noted that this type of discharge admits household waste, which is feasible because of the economies of scale.

— *toxic industrial wastes*, generally liquid or semi-liquid, presented in barrels if they are very toxic, are in many countries subject to very stringent regulations requiring their treatment^{70,71}. The development of specialized detoxication centres facilitates their elimination by placing the means of transport and treatment at the disposal of the holders of such wastes: neutralization of acids and sludges, oxidation of cyanides, reduction of chromates, destruction of organic wastes, incineration, solidification of certain industrial sludges.

Industrial toxic waste disposal is a major activity. In France, for instance, capacities are 400 000 tonnes per year for incineration and 180 000 tonnes per year for detoxication treatment.

3.6 Hydrocarbons

It seems worthwhile to mention the risks, often mentioned in the national reports, of systematic pollution due to the spread of hydrocarbons and the occurrence of accidental pollution, and the means of controlling and protecting groundwater⁷²⁻⁷⁵, (Fig. 4) (Page 9).

Risks of pollution exist in oil fields (drilling, storage and pumping operations), during overland transport (leaks at joints, pumps, false manoeuvres) or in pipe-lines (even though these are safer), under product reservoirs, for which there are very strict regulations (in Switzerland in particular⁷²) especially for underground reservoirs subject to various types of corrosion.

The large underground storages of liquid products or gas must undergo very detailed hydrogeological studies to ensure that no hydrocarbons can escape, and the modes of managing these 'artificial deposits' must always maintain some depression to gather the fluid threads into the deposit. Nevertheless, from the water supplier's angle, such set-ups, which could be called underground monsters, pose a real threat to groundwater when their geological horizon is too close to tapped aquifers.

A series of preventive measures are generally provided for groundwater protection, notable under oil refineries, involving diverse means such as the installation of water-tight screens, continuous pumping to gather all the threads of fluid susceptible to being polluted (case of refineries at Strasbourg, Ile-de-France and Valenciennes in France)⁷³, the double protection of underground reservoirs, a network of piezometers for protection against leaks under dangerous equipment, an emergency action plan, and the provision of adequate pumping and recovery material to absorb hydrocarbons in case of accidents.

3.7 Pollution by heavy metals

Heavy metals may be the source of punctual pollution (for example, in the case of non-compliant discharges of metal surface treatment industries); they also appear in diffuse forms, in rain water contaminated by the atmosphere and susceptible of then infiltrating to aquifers, or in certain residual sludges. To get a clear picture, we may, after Colin⁷⁷, cite the following figures for heavy metal contents per kilogram of dry matter: several hundred milligrammes for river silt, several tens of milligrammes to several grammes for residual urban sludges, and several hundred grammes for residual industrial sludges. We have seen that residual industrial sludges must be put into discharge sites, possibly after detoxication in some cases. But for residual urban sludges, it is very advisable to turn them to advantage by using them as fertilizers for farming. Here, their heavy metal contents must be low (they are generally subject to regulation) because on the one hand they tend to accumulate in vegetable and animal tissues, and on the other hand, after having been stored in the soil they may be washed out and infiltrate to groundwater systems.

One might envision applying detoxication treatments to sludges before using them in farming, but it seems more reasonable to:

- separate industrial and urban effluents as much as possible before they enter treatment plants, even if only to protect the plant's biological operation;
- store substandard sludges in suitable discharges while trying to take account of the receiving environment, if their toxicity is low;
- continue to valorize sludge for agricultural use when the toxicity permits it by fostering the manufacture of certain soil additives through appropriate mixtures with other substances (sawdust, for instance).

3.8 Miscellaneous pollution

In order not to overlook certain points touched on by the reporters, several miscellaneous items remain to be mentioned.

- *Acidification* of groundwaters, very distinct in Finland and Sweden, no doubt partly results from sulphur oxides discharged into the atmosphere and carried by rain water to aquifers, which are all the more sensitive because they contain no limestone. In Belgium, France and Rumania, where waters are generally more calcareous, atmospheric pollution by SO₂ only increases the hardness of water;

as waters are already quite hard by nature, the impact is not very sensible.

- *Chlorinated hydrocarbons* are pollutants that are often mentioned in the reports: Germany, Italy, Switzerland. We have been informed that in Switzerland they are entered into a special land register listing pipes subject to chemical cleaning, which seems to constitute the prime origin of such pollution.
- *Hexavalent chromium* is another dangerous pollutant (see Italian report), all the more so because it very easily spreads around metal treatment plants, even when an effort is made to dispose of their baths properly. Drinking water can be treated, in the image of the treatments used for wastes with ferrous sulphate.
- *Use of water for heat-exchange pumps* worries the Swiss national reporter: their multiplying may prove competitive with drinking water and give rise to some conflicts. Should we not fear pollution from the reinjection of cold water that is susceptible of entailing displacements of chemical equilibria and may have been to some extent contaminated during its circuit above-ground? Conversely, groundwater may be used for air-conditioning; and we might be concerned, should such applications multiply, with the risks of thermal pollution⁷⁸.

4. Discussion

At the end of this general report, the main question to ponder — it may serve as a basis for our discussion — is whether groundwater systems are destined to be irretrievably and insidiously polluted, or whether, on the contrary, it is worthwhile protecting them. Effectiveness in this area requires more than simple good conduct; it requires a deliberate policy involving considerable financial constraints; their tendencies can be illustrated by several diagrams.

May be defined (Fig. 5) (Page 10):

- costs X of safeguarding groundwater quality, representing the expenses related to pollution control (expenses for *prevention*);
- costs Y of using groundwater, representing expenses related to the maintenance of the quality of abstracted water; protection areas and treatment (expenses for *remedial action*).

Total expenses $Z = X + Y$ could be what we shall call the costs of making groundwater available.

In each case, the optimum Z may be situated at a different point along the curve in the figure.

For the water supplier, the problem of choice of resources arises between surface water (often close to the city) and groundwater (often further as quality is better) and costs can be analyzed in *space* and *time*.

Figure 6 (Page 10) seeks to illustrate how the choice looks with respect to distance d at which groundwater can be abstracted. Costs M of mobilisation of groundwater are the total of costs Z of making available defined above (which are assumed to be decreasing with distance as groundwater protection is less costly as one moves away from the conurbation) and costs A of abstraction which increase steadily. Costs M are then represented by a U-shaped curve having a minimum Mo that corresponds to an optimum distance do. If Mo is compared to costs Ms of mobilisation of surface water, and Ms > Mo, then distances d1 and d2 can be defined between which preference must go to groundwater.

The diagram in figure 6 shows that from the macroeconomic angle, a conurbation's water supply can either be ensured with near-lying surface water or with more distant groundwater.

But in this last case, who will bear the consequences of the costs of safeguarding groundwater which we call X? Often, it will not be the water's beneficiaries but rather communities, companies, or the local population, even though sometimes quite distant from the city to be supplied. So from the microeconomic point of view, the problem is wholly different.

So there is a 'space' factor to define groundwater protection policy so that the payers will be the real users, the beneficiaries of such measures. The difficulty in solving this microeconomic problem has already spelled failure for projects of obvious macroeconomic merit.

In figure 7 (Page 11) is shown the progression of costs versus time. Following the principle of the greatest stability of groundwater quality, often reiterated in this report, we may assume that costs Ms of mobilisation of surface water will rise faster than the costs of groundwater mobilisation $M = Z + A$. This means that the costs of safeguarding aquifers are still less than the costs of treating river water, especially as surface water treatment must constantly be modified and completed as standards become stricter. In some cases it can happen that even if at the moment of investment the balance tips in favour of surface water, this will not be true several years later (at the end of time to).

There is also a very important 'time' factor in the phenomenon of improvement of groundwater quality. Protective measures will only bear fruit in the long term and for the general interest, and we cannot count on an immediate return on investments that will benefit future generations. These time and space factors, very particular to aquifers, lead to the recommendation of safeguard measures based on rigorous laws, as already exist for many activities. Such measures may be founded either on coercion or on incitation:

- the coercion method requires the full development of a water police performing frequent and stringent controls. This water police would be burdensome to create and would run into a lot of tricky business given the extent to which acts of pollution can be underhand and hard to control. Many reporters moreover regret the inadequate development of the police in their country. But the coercion method does not make up for the obvious injustice generated by the space factor, as it does not penalise the real beneficiaries;

—the incitation method, practised in many countries and notably in France, especially by the River Authorities, seems more realistic. It consists of the set-up of a system of fees paid by polluters and users into a fund which provides assistance for measures of groundwater protection. The hard part here is to find a just basis for fees and a rational distribution of aid.

With regard to the space factor, this system of 'common fund' for a catchment area may be hard to apply for groundwater, as a conurbation located in one basin may be supplied by an aquifer in a different basin. But this case is exceptional unless the break-up of the area is all too geographical, and the space factor can be dealt with most of the time. On the other hand, it will be harder to take account of the time factor: for nitrates and agriculture, a typical example in which time plays a role, we have seen that the solution is far from clear.

So, faced with the difficulty of equitably applying protective measures, should these last be moderated or should the possibilities of treating water before use be turned to? In other words, how much weight should be given respectively to remedies and to prevention? To answer this question, we should distinguish between the mean term, stretching over some ten years, and the long term.

In the mean term, as a certain consensus appears to emanate from all of the national reports in recognizing that groundwater is no longer above all suspicion as it was in the past, there is clearly an obligation for water suppliers to get actions under way to keep distributed water quality in compliance with standards that are moreover growing stricter with increasing knowledge. This is why treatment facilities will have to continue to develop, especially for polishing treatments using ozone and granular activated carbon, capable of providing an effective weapon against micropollutants. Drinking water denitrification facilities will certainly have to be set up as well. But treatment alone is insufficient: water distribution systems will have to be structured and the number of cross-connections increased so as to diversify supply sources, which must be limited to the number of abstraction points, some of which are hard to safeguard along the lines of legislation on protection areas. The Hardhof groundwater plant at Zürich, with its arrangement of open areas and projects for cross-connections with other of the canton's water resources, provides a good example of protection³⁰⁻³⁴.

In the long term, the problem of conserving an acceptable quality for groundwater is even more acute. Many authors and reporters think that we should have a guilty conscience if we were to leave a heritage of unusable aquifers. So it is appropriate that all groundwater pollution abatement methods be still further developed than has been the case: conventional wastewater treatment, as thorough as possible, in areas where aquifers are sensitive to discharges, with consideration of the problems of heavy metals; research on the best means of using the ground for purification; improved management of urban and industrial discharges; development of water-recycling techniques after advanced treatment; use of detoxication centres; and research on new treatment lines.

To illustrate this last point on the actions to be undertaken in the coming years, we can represent (Fig. 8) (Page 11) the nitrate

concentrations (or any other parameter, but nitrates are certainly on the agenda) as a function of time. If nothing were done, nitrate concentrations would rise along curve 1. By launching preventive actions (changes in cultivation practices, for instance), nitrate contents would continue upward for some time, but at a slower pace, before coming to a halt and stabilizing at an acceptable figure (curve 2).

If Co is the desirable concentration not to be exceeded (25 mg/l of NO₃ for the guide level, or 50 mg/l of NO₃ for the maximum concentration in the new European standards), we will be obliged to carry out remedial action between years t1 and t2 (treatment or resource diversification). Figure 8 illustrates these two kinds of actions which tend to be complementary rather than contradictory.

Conclusions

Formerly groundwater protection was neglected because the sources gushing from the ground were practically in the realm of the magical or the supernatural. Their contamination, in people's minds at least, was impossible.

Subsequently, in a second stage, the development of water treatment techniques allowed to increase reliance on surface water or improve groundwater quality. So, once again, groundwater escaped adequate attention.

Today, with the heightened consciousness of the problems of security and water quality, groundwater is getting back essential qualities, providing it is properly protected and managed.

Everyone is now aware of the importance and the difficulty of the problems at hand, and of the fact that underground water systems represent a capital at once inestimable and vulnerable, given their slow renewal. Whereas surface waters regenerate quickly and their quality can be restored quite readily, pollution of groundwater takes on a cumulative and remanent aspect over large areas and long periods.

To protect the environment so as to maintain groundwater quality, an appropriate organisation must first of all be developed. Often already existing in many countries, it must strive to distribute justly and efficiently the heavy economic burden of the necessary measures. We have stated that efficiency and equity cannot be perfect and that the aim must be at the best possible compromise.

This organisation should allow local communities to perform their responsibilities in public water supply under the best conditions by giving them a wide range of choice of resources. Certainly, some coercive rules should be adopted and backed up by an adequate police, but they must be moderate to be applicable; and regulations can be made more effective with a system using incentives. The French system of river authorities acting as mutual benefit societies for polluters and users allows, among other things, to incite the safeguard of groundwater quality. These river authorities are flexible structures representing elected officers, users, and officialdom. They may be the driving force of preventive action for improved groundwater protection.

Michel Clouet d'Orval, Compagnie Générale des Eaux, 52, rue d'Anjou, 75008 Paris, France

A l'occasion du Congrès de Kyoto (1978)¹, les rapporteurs nationaux ne pensaient pas que les atteintes par la pollution seraient aussi sensibles sur les eaux souterraines, bien que déjà ait été évoquée une certaine méconnaissance de l'évolution des polluants dans le sol et le sous-sol et de leur migration possible vers les nappes. Il apparaît avec plus de netteté qu'il y a quatre ans, que la voie la plus prometteuse serait non seulement d'intensifier la lutte contre la pollution urbaine et industrielle, mais aussi de commencer à organiser la lutte contre la pollution agricole, cette dernière question n'ayant été soulevée que de façon plus récente.²

1. Politique de protection

C'est sous l'angle de la gestion d'un patrimoine naturel qu'il faudrait en toute logique envisager la protection des nappes d'eau souterraine. Une telle gestion, pour être la plus efficace possible, devrait permettre d'apporter à l'ensemble des utilisateurs un maximum d'avantages, un minimum d'inconvénients et ne pas engendrer pour l'avenir de pénalisations définitives. Il s'agit en fait de gérer la qualité de l'eau, tout comme on gère la quantité, sachant que l'utilisation du milieu naturel en tant que réserve d'eau doit chercher à optimiser deux fonctions^{3,4}:

- *fournir* de l'eau d'une qualité suffisante pour l'usage qui en est fait ou qui pourrait en être fait dans l'avenir;
- *recevoir* des eaux susceptibles d'avoir subi une certaine altération ou tout au moins un certain usage.

Le milieu naturel pouvant servir à la fois de ressource et d'exutoire, l'être humain a naturellement cherché à séparer dans l'espace ces deux fonctions toutes deux consommatrices de qualité: on ne puise pas l'eau au même endroit que celui où on la rejette. Quels que soient les pays, on s'est généralement efforcé de spécialiser les nappes d'eau souterraine dans l'unique fonction de *fournir*, tandis que les eaux superficielles sont contenues ou séjournent dans des milieux qui *fournissent* et *reçoivent* alternativement, ce qui implique davantage l'organisation d'une gestion de leur qualité.

De la spécialisation des nappes souterraines à *'fournir'*, il est résulté l'établissement de règles de protection impératives dans leur esprit mais souvent délicates à appliquer de façon stricte dans la pratique. Ainsi par exemple, dans certaines régions à sous-sol karstique où les eaux de surface sont absentes, il est manifeste que les eaux souterraines *'reçoivent'* parce qu'il n'est pas possible économiquement de faire autrement. A l'inverse, certains aquifères où les eaux sont de qualité naturelle médiocre, pourraient être mieux mis en valeur en les spécialisant dans un rôle d'évacuation d'eau usée.

Confrontés à ces réflexions, nous nous demandons aujourd'hui s'il ne serait pas possible d'appliquer pour les nappes souterraines — à l'exemple de ce que l'on fait dans beaucoup de pays pour les eaux superficielles — une politique d'objectifs de qualité, c'est-à-dire finalement un cadre de réglementation beaucoup plus évolutif autorisant (pour ne pas dire favorisant) une certaine dégradation de la qualité dans les zones peu sensibles ou réservées à l'évacuation, et au contraire recherchant une protection beaucoup plus efficace dans les zones où les nappes constituent une ressource en eau potable ou un usage de choix prioritaire.

Les idées développées ci-dessus restent un peu théoriques, mais il semble à l'heure actuelle que les responsables de la politique de l'eau et de l'environnement des pays dits industrialisés soient en train de prendre conscience du caractère très relatif de la qualité de l'eau souterraine et donc de la nécessité de gérer cette qualité. On le fait déjà certes, mais les réglementations ne sont généralement pas conçues pour faciliter la gestion dans ce sens; autrement dit, ne faut-il pas enlever à l'eau souterraine l'auréole dont elle est coiffée depuis longtemps du point de vue de sa qualité, et lui appliquer une politique de gestion analogue à celle généralement admise pour les eaux superficielles?

Dans cette voie, on se heurte à des difficultés pratiques car, si une politique d'objectifs de qualité nécessite déjà de longs délais de mise en oeuvre pour les eaux superficielles, dont la qualité peut être finalement définie par tronçons de rivières, la difficulté est bien supérieure en ce qui concerne les eaux souterraines:

- les nappes souterraines ne sont pas visibles; leur gisement a souvent des frontières floues et mal délimitées; le cheminement souterrain de l'eau est rarement bien connu; le critère amont-aval est à manier avec plus de précautions à cause des rabattements induits qui peuvent notablement changer le sens des écoulements;
- les nappes souterraines ont un effet tampon considérable, si bien que le facteur temps joue un rôle de premier plan qui fait que la qualité d'une nappe résiste à l'évolution. Supposons qu'un objectif de qualité ait été admis pour une nappe ou une partie de nappe: il serait difficile de passer ultérieurement à un objectif plus sévère si le besoin s'en faisait sentir, alors que pour une rivière cela est tout à fait possible. Inversement, il est inutile de faire des investissements destinés à éviter de polluer une nappe, si ultérieurement elle devait venir à être déclassée;
- les nappes souterraines circulent dans un milieu très vaste à trois dimensions et sont donc plus difficiles à gérer que l'espace bien circonscrit et quasi 'uni-dimensionnel' d'une rivière;
- les nappes souterraines peuvent difficilement faire l'objet d'un inventaire de qualité très significatif à cause de la difficulté d'échantillonnage dans un milieu vaste et très peu mobile.

Ayant du mal à véritablement appréhender la pollution souterraine (son importance, son étendue, sa délimitation, sa propagation, son trajet, son devenir) et donc à juger des effets qui résultent de tel ou tel acte de rejet ou de fourniture d'eau, de nombreux auteurs ont cherché à tenter de rationaliser le mode d'utilisation des nappes en s'aidant de modèles. Conçus à partir des expressions mathématiques des phénomènes physiques mis en jeu (équation de continuité, loi de Darcy, équations de diffusion en convection), prenant le nom selon leur facture d'origine de modèles 'mathématiques' ou de modèles 'analogiques' mais méritant davantage le nom de modèles physiques, ils font maintenant l'objet de techniques bien élaborées. Jadis utilisés sur le seul plan quantitatif, ils commencent à être utilisés à la fois pour la gestion quantitative et qualitative des ressources en eau souterraine. Toutefois, les modèles ne semblent pas encore être des outils parfaits pour la gestion qualitative de l'eau souterraine à l'échelon régional; tout au plus les modèles dans lesquels on calcule dans l'espace et le temps les concentrations de tel ou tel produit dissous servent-ils à préciser la compréhension de phénomènes locaux, par exemple lorsqu'il s'agit d'évaluer la propagation d'une pollution localisée^{5,6,7}.

Pour la gestion régionale on se heurte, non pas à la compréhension des phénomènes physiques, mais à l'obtention d'une représentativité suffisante, les paramètres n'étant connus qu'en quelques points et pour des échelles parfois incompatibles avec l'extrapolation nécessaire à une simulation d'ensemble. Une exception cependant semble être celle de la modélisation des nappes à salinité variable en bordure de mer pour lesquelles des modèles globaux peuvent sans aucun doute aider à la gestion. Nous reviendrons d'ailleurs un peu plus loin sur ce sujet rencontré dans bien des pays: (Long Island aux USA⁸, nappes méditerranéennes^{9,10} France, Israël, Liban, Mauritanie et bien d'autres, ...).

Une politique d'objectifs de qualité (préservation en fonction de l'usage de l'eau) est donc difficile pour la gestion des aquifères, puisqu'il subsistera toujours un doute sur les conséquences irrémédiables que pourrait revêtir un acte quelconque de salinisation ou de pollution des eaux réputées pures; les responsables préfèrent donc adopter une politique de conservation de la qualité des eaux souterraines qui est dictée par la prudence.

Il est indiscutable que les nappes d'eaux souterraines font l'objet aujourd'hui d'une surveillance de plus en plus accrue et ceci dans la plupart des pays. Toutefois en Espagne la seule information existante est limitée aux Pyrénées Orientales, mais dans le reste de ce pays la surveillance reste 'diffuse, non centralisée et occulte'¹¹.

Dans les autres pays, en dehors des contrôles de la potabilité de l'eau de distribution publique dont l'importance minimale est définie par la loi, il existe souvent maintenant des réseaux de surveillance destinés à cerner l'évolution de la qualité de l'eau dans le milieu naturel^{12,13}. En France, de tels réseaux ont commencé à faire leur apparition depuis 4 ans et il en existe aujourd'hui dans beaucoup de départements, tout au moins là où les ressources en eaux souterraines sont importantes. Certains répondent à des objectifs immédiats et restreints pour suivre la qualité de l'eau au voisinage de foyers de pollution potentiels. D'autres ont pour but de surveiller plus globalement les aquifères et de tenter d'appréhender l'évolution d'une minéralisation d'ensemble. Enfin, on n'analyse les éléments traces que très épisodiquement, et on ne les suit périodiquement que si on a décelé telle ou telle substance polluante. Mais quelle que soit l'ampleur donnée à ces investigations il est clair que la qualité des nappes est très difficilement échantillonnable. Il est encore impossible de tirer un bilan véritablement représentatif de la qualité des ressources en eau souterraine et on ne peut donc envisager quelle en sera l'évolution future.

Faute de pouvoir détecter à l'avance et en tout lieu la présence des substances gênantes, on prend certaines précautions en appréciant la 'vulnérabilité' des nappes. Ceci permet d'une part, de prévenir les aménageurs du danger de l'implantation de certaines installations à caractère polluant dans telle ou telle zone vulnérable, d'autre part de rechercher les implantations de nouveaux captages dans les zones les moins vulnérables. Les degrés de vulnérabilité peuvent s'exprimer sous forme de cartes¹⁴, qui tiennent compte à la fois des critères géologiques et des occupations du sol par des foyers de pollution ou des zones de captage d'eau potable.

Mais la conservation de la qualité est impossible à assurer de façon absolue. Aussi, en plus de la protection intrinsèque exercée par le contrôle des rejets dans un but de non pollution amont, beaucoup de pays agissent en diminuant la vulnérabilité des captages de

prélèvement de façon à ce qu'ils soient moins touchés par une pollution existante tolérée ou par une pollution violente possible. La diminution de vulnérabilité est souvent obtenue par la création d'une zone de protection autour des captages dont le but peut être simplement de prévenir les nouveaux aménageurs des effets éventuels d'une installation sur les captages d'eau, ou encore mieux d'établir des servitudes interdisant l'exercice de certaines activités^{15-18,23} (Figs 1 & 2).

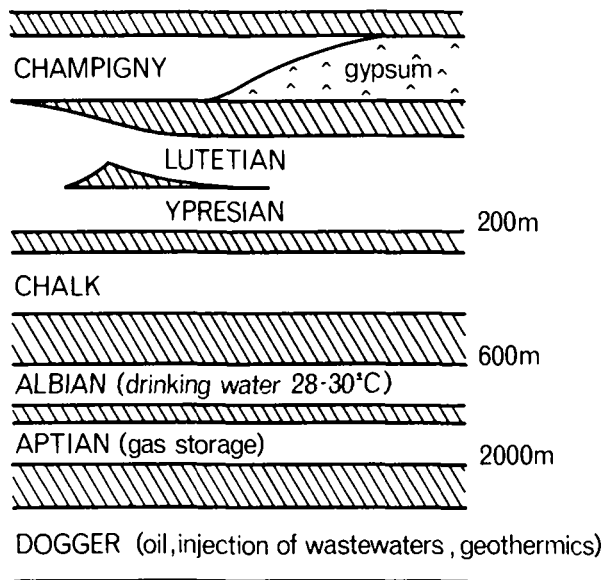
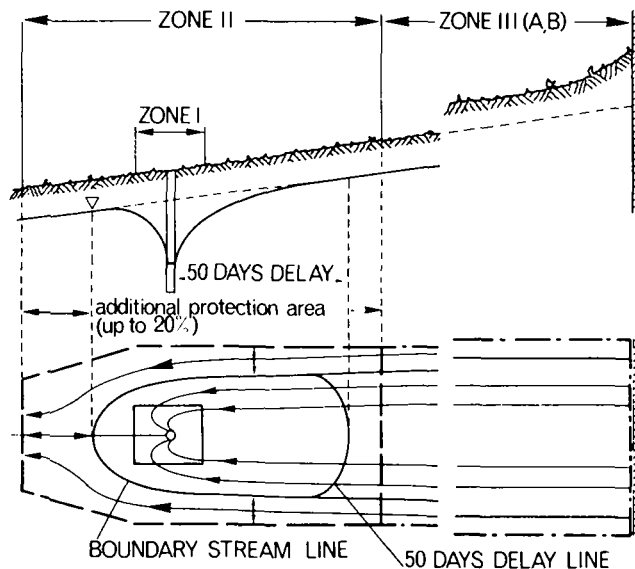


Diagram of the geologic aquifer layers in the Paris area

Fig. 1.



Scheme of a groundwater protection area in Germany (National report)

Fig. 2.

Nous devrions, à cet égard, citer quelques nouveaux rôles que joue le sous-sol naturel: il doit 'recevoir' des eaux résiduaires concentrées et difficiles à traiter¹⁹; il doit 'recevoir' des stockages de gaz; ses eaux doivent servir de source géothermique pour le chauffage de logements^{20,21}, et au transfert d'eau potable par alimentation artificielle²².

2. Législation

Dans chaque pays où un rapporteur national a apporté sa contribution, une loi récente a presque toujours été mise en place sur l'eau et sa protection contre la pollution. Il apparaît clairement que les pays où le niveau de vie est élevé, ont été confrontés à des problèmes

de pollution importants résultant du développement accéléré de leur activité économique. Il s'ensuit qu'ils ont cherché à les résoudre en essayant d'instaurer des législations destinées à freiner la dégradation de la qualité de leurs ressources en eau. Mais les nappes souterraines, cachées et sujettes à des mythes profondément ancrés dans les mentalités, font l'objet de réglementations plus floues et moins précises que les eaux superficielles. Par exemple, les ressources comme les rivières, les lacs ou les retenues sont des entités bien définies pouvant être facilement prises en compte dans le droit, tandis que la notion de nappe souterraine est quasiment absente. La législation s'appuie alors sur les concepts de 'propriété' du sol ou de 'captage' mais non sur l'unité physique et hydrodynamique que constitue une nappe avec ses conditions aux limites diffuses et la réalité complexe de son gisement naturel.

Ceux qui ont réfléchi à l'esprit des lois, savent bien que le droit vise toujours à établir un compromis entre, d'une part, la sauvegarde de l'équité et, d'autre part, la bonne organisation de la société. En ce qui concerne la protection des nappes contre la pollution, on n'échappe pas à cette règle: l'équité c'est interdire de polluer, l'organisation c'est autoriser certains actes polluants inévitables. Suivant les pays, le compromis peut se situer à un niveau différent, mais il est clair que c'est dans les pays à fortes contraintes (c'est-à-dire ceux où l'exiguité de l'espace et la forte vulnérabilité des nappes se superposent à une activité économique bien développée) que l'organisation l'emportera, au détriment d'une certaine conservation de la qualité naturelle de l'eau prélevée. Il faudra alors compenser ou chercher à retrouver cette qualité par des traitements artificiels plus ou moins complets et onéreux.

D'un rapide survol de la législation pratiquée dans différents pays, on pourrait retenir que:

- tous les pays ont des règles plus ou moins précises pour éviter de polluer le sol, mais ces règles ne tiennent pas toujours compte de l'importance et de la qualité des ressources en eau souterraine et de leur vulnérabilité^{33,34};
- certains pays établissent des périmètres de protection dans le but d'informer les aménageurs de la sensibilité du milieu et de la vulnérabilité des ressources exploitées ou exploitables;
- certains pays vont parfois plus loin et instaurent des zones légales qui entraînent de véritables servitudes pour le voisinage. Comme, par exemple, en Suisse, où la législation semble être la plus complète et la plus précise sur la protection des nappes³⁵⁻³⁷.

Mais l'instauration de zones légales peut impliquer une incidence économique très importante;

- on peut se demander si les périmètres de protection doivent correspondre à des critères uniques ou s'il vaut mieux statuer de leur importance cas par cas, en fonction de la complexité du milieu et des incidences économiques. En France, une grande latitude d'appréciation, non seulement technique, mais aussi socio-économique, est laissée au 'géologue agréé' chargé de définir ces périmètres. Des études récentes^{35,35} ont été faites pour tenter d'évaluer économiquement le coût des servitudes vis-à-vis des bénéfices apportés par l'existence des zones de protection, mais elles se sont heurtées à la difficulté d'évaluer correctement ce bénéfice qui n'est peut-être que transitoire (temps de parcours) et qui n'est finalement que l'atténuation d'un risque très aléatoire et difficilement chiffrable. Le fait que les périmètres ne peuvent être mathématiquement définis augmente la nature conflictuelle des enquêtes au moment des expropriations et de l'indemnisation des servitudes, si bien que peu de collectivités sont, en définitive, désireuses de les établir. Certaines d'entre elles sont tentées quelquefois d'investir dans des stations de traitement leur apportant une parade plus concrète vis-à-vis de la pollution, sachant bien que cet investissement peut être plus ou moins différé en fonction de l'évolution réelle de la qualité de l'eau de la nappe. En effet, l'effet 'tampon' des nappes peut être considéré non seulement du point de vue physique, mais aussi du point de vue économique: la grande stabilité de la qualité due à l'immensité de l'espace naturel souterrain fait que, dans le cas où la protection n'est pas parfaitement assurée, le traitement de l'eau n'est pas toujours pour autant rendu immédiatement indispensable et peut être différé de quelques années.

3. Tendances générales

Les agressions relatives à la dégradation de la qualité des nappes sont ressenties dans tous les pays et font peser sur l'approvisionnement en eau potable une réelle menace dont il ne faut cependant pas exagérer l'ampleur.

Elles sont fonction:

- des différentes sortes de pollutions générées par des activités économiques se situant à la surface du sol (par exemple les usines, les rejets, les décharges, l'agriculture)³⁶⁻³⁹
- de la nature très variée des produits émis (métaux lourds, solvants organiques, nitrates, etc. . . .)⁴⁰⁻⁴²
- des aptitudes du milieu naturel à faire obstacle au transfert de tel ou tel produit polluant vers les nappes souterraines (rôle épurateur du sol, autoépuration, filtration, dilution)^{43,44}.

3.1 Les captages en bordure de rivière

L'eau souterraine est très souvent captée en bordure de rivière, soit que les nappes alluviales constituent en elles-mêmes un aquifère intéressant avec les possibilités d'alimentation induite ou artificielle, soit tout simplement que l'on cherche à profiter du fond topographique pour atteindre l'eau à la plus faible profondeur possible.

En Allemagne, beaucoup de champs captants sont dans cette

situation et profitent de l'alimentation induite ('Uferfiltrat')⁴⁵. Dans les autres pays, ce mode d'alimentation est moins fréquent, mais il reste en général suffisamment important pour qu'il vaille la peine d'analyser ici le rôle de protection apporté par les terrains naturels situés entre la rivière et les captages.

Il est évident que dans ce cas, la qualité des eaux prélevées dépend dans une large mesure de celle de la rivière et les objectifs de qualité concernant la rivière au droit des captages doivent évidemment tenir compte de l'utilisation qui en est faite pour l'eau potable, même si la prise d'eau est située dans la nappe à une distance modérée.

De nombreuses observations faites en Suisse et en Allemagne et rapportées par Bize, Grenet, Maneglier⁴⁶, montrent que la vitesse de l'eau au cours de la filtration et la distance entre les berges et les captages, ont une influence sur la qualité de l'eau. La 'membrane biologique active' à laquelle on peut assimiler le fond et les berges de la rivière d'une part, et l'espace filtrant naturel de sables et de graviers plus ou moins en contact avec l'atmosphère d'autre part, agissent comme une véritable usine de traitement. Les processus d'épuration naturelle peuvent comprendre, moyennant certaines restrictions, une dégradation plus ou moins poussée des composés organiques, une nitrification dénitrification de l'ammoniacque, une adsorption et séquestration de certains métaux lourds et de certains pesticides, des échanges d'ions, une dilution par effet tampon dans la nappe et par mélange avec les eaux de nappe proprement dites. Les auteurs décrivent près de la rivière une 'zone réduite' où l'on observe une baisse des teneurs en oxygène et des matières oxydables, une augmentation des teneurs en fer et en manganèse. Pour profiter au maximum de cette filière de traitement naturel et donc être mieux protégé des agressions de la rivière, il convient de faire en sorte que les captages soient en dehors de cette zone réductrice dans une zone de réoxygénation afin de laisser déposer les oxydes de fer et de manganèse et retrouver à nouveau de l'oxygène dissous.

Il est possible aussi de bénéficier de ce type de traitement en utilisant des bassins d'alimentation artificielle—du type de ceux mis en oeuvre par la Compagnie Générale des Eaux à Blagnac—permettant une aération de l'eau suffisante pour minimiser l'extension de la zone réductrice et ceci d'autant plus qu'il est possible de gérer la couche colmatée en fond de bassin par des nettoyeurs dont il convient d'optimiser la fréquence.

Toujours dans le domaine des captages en bordure de rivière, il est intéressant de gérer l'ensemble de l'espace alluvial en utilisant judicieusement les terrains exploités des anciennes gravières. Les plans d'eau peuvent être aménagés en maintenant leur niveau d'eau à un potentiel plus élevé que celui de la rivière par un canal d'aménée amont. On peut ainsi se protéger d'une pollution accidentelle passagère dans la rivière en déconnectant momentanément la gravière du cours d'eau et en continuant à prélever dans la nappe à proximité des gravières aménagées. Aussi a-t-il été prévu d'aménager en France à l'amont de Paris au confluent de l'Yonne et de la Seine un vaste champ captant suivant ces principes qui exigent une gestion suivie de l'environnement et de l'hydraulique superficielle au niveau des gravières, en profitant des différents niveaux des biefs de rivière entre chaque écluse.

3.2 Le sel

A propos du sel, nous pouvons retenir trois types de pollutions:

- celles dues à la progression souterraine des eaux de la mer dans le cas où les nappes côtières sont soumises à de trop forts prélèvements qui ont pour effet d'abaisser le niveau des nappes sous celui de la mer^{47,9,10}
- celles provenant de l'épandage sur les routes de sels de déneigement^{48,49}
- enfin celles, localisées, ayant leur origine dans les terrils de déchets de mine^{50,51}.

En bordure de mer, on contrôle maintenant assez bien l'évolution des phénomènes au moyen des modèles mathématiques évoqués au début de ce rapport. Dans ce cas effectivement où l'ion Cl⁻ peut être considéré comme un bon marqueur, il est possible d'obtenir sur modèle une représentation correcte de l'évolution de la piézométrie et de la concentration de sel et donc d'établir ainsi un véritable outil de gestion rationnelle de l'exploitation de la nappe en qualité et en quantité.

Par exemple une étude réalisée pour l'alimentation en eau de Nouakchott en Mauritanie⁴⁶ a permis d'établir des cartes prévisionnelles d'évolution des concentrations et de définir les différentes stations de captage à créer dans les années à venir, au fur et à mesure de l'évolution rapide des besoins de la capitale mauritanienne: la station de captage actuelle située à 50 km de Nouakchott* continuera à être développée, puis on devra restreindre son débit d'exploitation et déplacer les captages dans une zone située 40 km plus loin. Même dans ce cas, où la nappe est soumise à des fortes contraintes relatives à sa protection contre l'invasion marine, les eaux souterraines restent plus économiques que les eaux superficielles trop éloignées ou que les eaux qui auraient pu être produites par dessalement d'eau de mer.

Beaucoup de rapporteurs plus spécialement ceux des pays nordiques citent la pollution engendrée par le salage des routes et autoroutes en hiver.

Enfin, lorsqu'on parle de pollution des nappes souterraines par le sel, on ne peut pas ne pas citer le cas de la pollution de la nappe alluviale du Rhin par les extractions de minerai de potasse d'Alsace (cf les accords de Berne du 29/4/63 et de Bonn du 3/12/76 dans le cadre

*la nappe existe sous la capitale située près de la mer, mais l'eau ne devient douce qu'à une distance considérable vers l'intérieur des terres.

3.3 L'assainissement des petites collectivités

Un effort est entrepris actuellement pour parfaire l'assainissement du milieu rural et des petites collectivités, surtout dans les zones où les rejets ont un impact particulièrement sensible sur l'environnement; c'est le cas des régions karstiques: aux endroits où les vallées sont sèches et où les rivières s'engouffrent, les nappes souterraines sont alors le réceptacle inévitable des effluents urbains ou industriels. Dans ce type de système particulièrement vulnérable, il vaut mieux éviter la concentration de flux de pollution et leurs accès directs vers les eaux souterraines. Une des méthodes, en dehors des techniques de traitement avancé qui sont mieux adaptées lorsqu'on peut les amortir sur un nombre d'usagers suffisant, est l'utilisation du rôle épurateur du sol. C'est donc dans un esprit nouveau que l'on conçoit maintenant l'assainissement en milieu rural en fonction de la sensibilité et de la vulnérabilité du milieu récepteur⁵³.

Ce peut être soit un assainissement collectif si l'aptitude du site à l'infiltration par bassins ou à l'irrigation est possible (exemple de Port-Leucate où les effluents de la station d'épuration — 25.000 puis à terme 60.000 habitants — sont épandus en partie sur des bassins, en partie sur des pinèdes), soit en assainissement individuel si chaque parcelle est compatible avec la mise en place d'un système de dispersion des effluents^{54,55}.

On note en France des expériences pilotes dans le domaine de l'assainissement individuel: Amfreville-la Campagne en Normandie, le Hohwald en Alsace, le District Nord de l'Est St Quentinnois dans le Nord, de la France. On parle alors d'assainissement 'autonome' mot préféré à 'individuel' pour bien faire ressortir que même si les équipements de traitement (fosses septiques ou autres) et de rejet (drains dispersifs par exemple) sont éparpillés dans chaque habitation, le service d'assainissement pourrait rester un service public sous la responsabilité de la collectivité⁵⁶.

Mais avant que la loi n'autorise les collectivités à se porter responsable des investissements et de la gestion de ce type d'assainissement, il convient d'éprouver ces techniques et d'en évaluer le coût au moyen de quelques expériences mises en oeuvre. Il semble en effet que les coûts — non seulement d'investissement, mais surtout de surveillance et de fonctionnement — sont plus élevés que pour l'assainissement collectif et que les dispositifs techniques soient moins fiables. Toutefois, dans certaines zones sensibles où il est impératif d'éviter de concentrer la pollution, l'assainissement autonome serait le mieux adapté et il conviendrait peut-être alors de le favoriser par les aides, destinées à soulager la charge financière des usagers.

3.4 La pollution agricole

Tandis que l'utilisation des boues résiduaires comme amendement biologique fait jouer un rôle de dépollueur au monde agricole, cette activité est en revanche responsable d'une atteinte à la qualité des nappes par les pesticides et les engrais azotés⁵⁷⁻⁶⁰.

Les pesticides sont des produits organiques de nature très diverse et de propriétés physiques et chimiques très variées. Les plus dangereuses de ces substances pour l'environnement — les organo-mercuriques par exemple — ont été retirées du marché et ne sont plus utilisées. Les études du devenir dans le sol des pesticides sont nombreuses, mais toujours difficiles car les phénomènes mis en jeu sont compliqués: solubilité, complexation avec les acides humiques et les hydroxydes présents dans les sols, possibilités de relargage^{61,62}. Néanmoins, la plupart des auteurs s'accordent à dire qu'en définitive les pesticides sont généralement bien arrêtés au niveau du sol où ils séjournent suffisamment longtemps pour être en partie détruits.

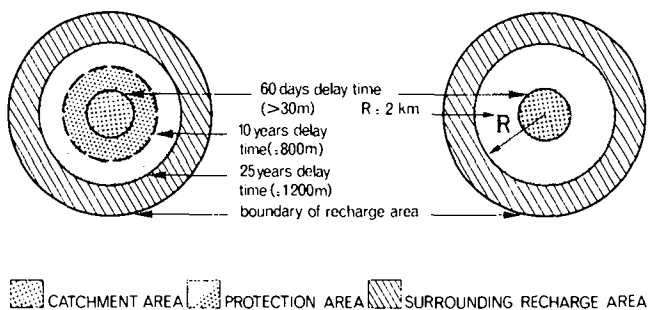
En revanche, ils sont plus facilement transportés par érosion des sols vers les eaux superficielles lors du ruissellement et on peut alors les retrouver dans les captages situés en bordure de rivière à cause des réalimentations induites. Même si les doses qui accèdent aux eaux potables sont faibles, il faut être prudent dans leur acceptation — les américains ont adopté des normes sévères à leur encontre — car ils sont susceptibles de se concentrer dans la chaîne alimentaire.

La question des nitrates — il s'agit véritablement d'une question car elle n'a encore pas reçu de véritable réponse — a été soulevée par la quasi totalité des rapporteurs. Les techniciens que nous sommes ne pourront sans doute la résoudre seuls, si un consensus et une réelle volonté politique ne se dégagent pas davantage.

Les quelques graphiques (fig. 3) extraits des rapports nationaux font bien ressortir l'évolution très nette en hausse du taux de nitrate de nappes très diverses utilisées pour l'eau potable. On sait par ailleurs que les nitrates ingérés par l'organisme à trop forte dose peuvent être responsables d'une dégradation de l'hémoglobine — chez le nourrisson en particulier — et, bien que ceci soit plus contesté, de la formation de nitrosamines réputées cancérigènes.

En France, l'administration s'est émue de ce problème: à la fin de l'année 1979, les ministres respectifs responsables de l'agriculture et de l'environnement demandaient la constitution d'un groupe de travail, intitulé 'activités agricoles et qualité des eaux' et plus connu sous l'étiquette 'groupe HENIN' du nom de l'éminent spécialiste de l'Institut National de la Recherche Agronomique chargé de diriger ce travail en liaison avec les scientifiques, l'administration, les représentants de la profession agricole. Le rapport² expose — entre autres conclusions relatives aux phosphates et aux pesticides — que l'agriculture a probablement une part de responsabilité sur l'apparition de teneurs élevées en nitrates dans les nappes.

Trois hypothèses, d'ailleurs non contradictoires, sont proposées pour expliquer le bilan de l'azote dans le sol:



Classification of protection areas in the Netherlands (National report)

Fig. 3.

- une partie repart vers l'atmosphère sous forme d'azote⁶³
- une partie est retenue sous forme d'humus
- une partie migre lentement vers les aquifères.

Au cours des diverses activités de fertilisation et d'élevage, une masse considérable de produits azotés est transférée sur le sol — pouvant donner lieu à des infiltrations locales importantes — et il y a lieu d'adapter les apports en fonction de la croissance des plantes et des propriétés des sols.

A partir de ces premiers résultats d'étude, les ministres ont demandé à ce que les études soient poursuivies selon plusieurs axes et notamment ceux traitant de la fumure azotée en relation avec les principales rotations culturales, le déplacement des nitrates dans le sol et en profondeur en fonction des milieux et des cultures, le rôle du drainage pour la protection des nappes souterraines ainsi que tous les aspects économiques relatifs à ces problèmes.

Ces études sont encore en cours aujourd'hui, mais on peut d'ores et déjà en dégager quelques résultats avec Jullian et Picard⁶⁵. Pour réduire les déséquilibres entre le cycle de l'eau et celui de l'azote dans le sol, il est nécessaire de repenser certaines pratiques agricoles: amélioration de la protection des sols contre le lessivage par une organisation convenable du parcellaire et l'emploi de méthodes de culture appropriées, meilleure gestion de l'épandage des engrais naturels ou artificiels en fonction des besoins réels des plantes, répartition contrôlée des résidus de matières organiques et des effluents d'élevage (lisier). Mais il est possible aussi d'agir à l'aval — au niveau des usages de l'eau en procédant à un traitement ou en mobilisant d'autres types de ressources tant il est vrai qu'en matière de modification des politiques culturales les actions seront longues à entreprendre et leurs résultats longs à se faire sentir. Par des méthodes de programmation linéaire, les études technico-économiques devraient permettre de dire, régionalement puis à des échelles de plus en plus locales, quelles sont les solutions les plus avantageuses pour l'intérêt général.

Dans cette lutte contre la pollution azotée, il convient d'adopter des mesures dont certaines doivent avoir des effets rapidement d'autres ne peuvent apporter une amélioration de la situation qu'à long terme.

3.5 Les déchets urbains et industriels

Pour ne pas devenir une source de pollution des nappes souterraines, les déchets doivent être éliminés et gérés convenablement⁶⁵. Les destinations finales que sont les décharges doivent être conçues pour éviter la propagation dans le sol des lessivats, c'est-à-dire des eaux de percolation; par ailleurs, des moyens doivent être mis à la disposition des détenteurs de déchets toxiques pour éviter que se pratiquent des épandages ou des enfouissements occultes et non réglementaires⁶⁶.

Lors d'un Colloque qui réunissait à Versailles en 1978, des experts et des responsables français, M. Henin, chargé de mission à l'Institut National de la Recherche Agronomique, davantage connu depuis cette date par ses travaux sur la pollution agricole, avait fait une intervention importante et très remarquée mettant en garde l'assistance contre certaines pratiques d'épandage d'ordures ménagères, ou d'effluents urbains et de boues résiduaires; il avait en particulier évoqué les possibilités de lessivage de métaux lourds.

• *Les résidus urbains et déchets industriels 'banals'* peuvent être stockés dans des décharges contrôlées à condition toutefois de minimiser la percolation de l'eau de pluie sur le dépôt par une couverture appropriée peu perméable et de récupérer les eaux de ruissellement avant qu'elles ne puissent s'échapper en dehors de l'emprise ou s'infiltrer en profondeur⁶⁷. Les sites de décharges sont maintenant le plus souvent choisis par des géologues, sur des terrains appropriés sous lesquels les nappes sont inexistantes, peu importantes ou naturellement bien protégées. De nombreuses études et contrôles sur le terrain ont montré que moyennant certaines précautions, peu de produits gênants subsistaient dans les nappes à des distances relativement faibles de ce type de décharges. Au Royaume Uni par exemple, les Waste Disposal Authorities, qui effectuent un contrôle obligatoire strict, pensent que ces types de décharges ne nécessitent pas l'aménagement d'un voile d'étanchéité à condition toutefois d'éviter l'admission de produits indésirables⁶⁸.

• *les déchets industriels 'spéciaux'* peuvent être admis dans des décharges de type particulier aménagées à cet effet; il est usuellement recommandé d'en limiter le nombre et de les concevoir

Tableau 3. Bilan de l'activité des 13 principaux centres de détoxification Français

Centres	Incinération			Detoxification		
	Capacité en milliers de tonnes	Réellement traité en milliers de tonnes		Capacité en milliers de tonnes	Réellement traité en milliers de tonnes	
		1978	1979		1978	1979
Baisieux	10	3,6				
Courrières	80	56,5 ⁽¹⁾				
Hombourg	4	2,3		28	14,3	
Lillers	15	12,9				
Limay	12	10,5	12,2	100 ⁽²⁾	61,4	73,3
Mitry	18	15,2	15,9	25	6,9	20,8
Pauillac	10	6	5			
Rognac	50	32,5	40			
Saint-Maurice	20	18,3	14,6			
Saint-Vulbas	20	11,8				
Sandouville	50	34	44,6	20	11,2	
Strasbourg	15	10				
Total	309	215		173	94	

(1) Y compris les déchets générés par l'unité elle-même et incinérés sur place

(2) Non compris le traitement des huiles solubles (14.895 t en 1979 pour une capacité de 25.000 t/an)

selon des critères plus sévères en ce qui concerne l'infiltration des lessivats. Ce type de déchets, dont le tonnage est assez faible vis-à-vis des déchets banaux, peut supporter des coûts d'ensevelissement plus élevés; il arrive parfois, si le terrain l'exige, qu'on réalise des dispositifs d'étanchéité parfaite et de récupération totale des eaux avec traitement avant rejet en rivière. C'est le cas par exemple de la décharge dite 'la Fosse Marmitaine' près de Rouen en France^{68,69} où une société d'économie mixte, groupant entre autres Chambres de Commerce, département et syndicats de communes, finance les investissements avec les aides de l'Etat, de la Région, du Département et de l'Agence de Bassin tandis qu'elle confie la réalisation et l'exploitation à une société privée, elle-même composée de différentes sociétés de service spécialisées dans l'eau et l'environnement; les investissements atteignent environ 8 MF dont 5 MF à refinancer tous les 7 ans pour une capacité d'enfouissement de déchets de 70 000 tonnes/an. Il est à noter que ce type de décharges admet les ordures ménagères et que c'est l'effet d'échelle qui la rend rentable pour ces dernières.

• **Les déchets industriels toxiques**, généralement liquides ou pâteux, présentés en fûts s'ils sont très toxiques, font dans beaucoup de pays l'objet de réglementation très stricte exigeant leur traitement^{70,71}. Le développement de centres de détoxification spécialisés facilite leur élimination en mettant à la disposition de leurs détenteurs des moyens de transport et de traitement appropriés: neutralisation des acides et des boues, oxydation des cyanures, réduction des chromates, destruction des déchets organiques, incinération, solidification de certaines boues industrielles.

L'élimination des déchets industriels toxiques représente une activité importante. En France par exemple, les capacités sont de 400.000 tonnes par an pour l'incinération et de 180.000 tonnes par an pour les traitements de détoxification (tabl. 3).

3.6 Les hydrocarbures

Il paraît intéressant d'énumérer les risques maintes fois mentionnés dans les rapports nationaux de pollution systématiques dus à des dispersions d'hydrocarbures, l'occurrence des pollutions accidentelles, les moyens de lutte et de protection des nappes souterraines⁷²⁻⁷⁵ (fig. 4).

Les risques de pollution existent sur les champs de pétrole (forages, opérations de stockage et pompage), lors des transports terrestres (fuites sur joints, pompes, mauvaises manoeuvres) ou des transports par pipe-lines bien que ceux-ci soient plus sûrs, sous les réservoirs de produits pour lesquels sont mis en place des réglementations très strictes (en Suisse notamment³²) surtout pour les réservoirs enterrés soumis à différents types de corrosion.

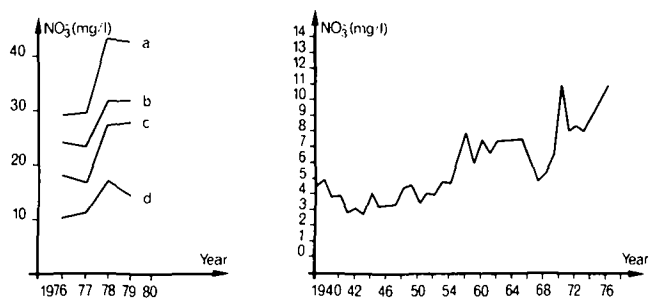
Les grands stockages dans le terrain naturel de produits liquides ou de gaz doivent faire l'objet d'études hydrogéologiques très poussées afin de s'assurer qu'aucune fuite d'hydrocarbures n'est possible et le mode de gestion de ces gisements 'artificiels' doit toujours faire en sorte de maintenir une certaine dépression pour rassembler les filets fluides vers le gisement. Malgré tout, du point de vue des distributeurs d'eau, ces aménagements, qu'on pourrait qualifier de 'monstres souterrains', font peser une réelle menace sur les eaux souterraines lorsque les horizons géologiques où ils sont situés sont trop voisins des aquifères captés.

Un ensemble de mesures de prévention sont généralement prévues pour la protection des nappes, notamment sous les raffineries de pétrole, avec des moyens variés tels par exemple la mise en place de voiles d'étanchéité ou de pompages permanents destinés à rassembler tous les filets liquides susceptibles d'être pollués (exemple des raffineries de Strasbourg, d'Île-de-France et de Valenciennes en France)⁸⁵, double protection des réservoirs enterrés, réseau de piézomètres de protection des éventuelles fuites sous les équipements dangereux, plan d'intervention et mise à disposition d'un matériel de pompage et de récupération adéquat pour résorber les hydrocarbures en cas d'accidents.

3.7 Pollution par les métaux lourds

Les métaux lourds peuvent être à l'origine de pollutions ponctuelles

Increase of nitrates in groundwater



BELGIUM: in Brussels formation
(a: Beauvechain; b: Egenhoven; c: Nodebais; d: Leefdaal)

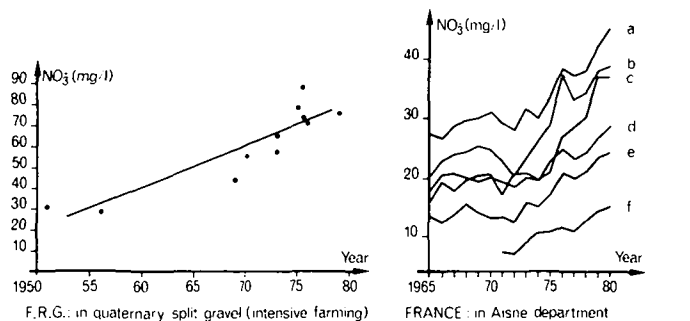


Fig. 4.

(par exemple dans le cas de rejets non conformes de certaines industries de traitement métallique de surface); ils se présentent aussi sous forme diffuse dans les eaux de pluie contaminées par l'atmosphère et susceptibles de s'infiltrer ensuite vers les nappes ou dans certaines boues résiduaires. Pour fixer les idées, on peut, selon Colin⁷⁷, citer les chiffres suivants par kilogramme de matière sèche: quelques centaines de milligrammes pour les vases de rivière, quelques dizaines de milligrammes à quelques grammes pour les boues résiduaires urbaines, plusieurs centaines de grammes pour les boues résiduaires industrielles. Nous avons vu que les boues résiduaires industrielles doivent être mises dans des décharges, après une éventuelle détoxification pour certaines, mais, en ce qui concerne les boues résiduaires urbaines, il est très souhaitable de les mettre à profit en les utilisant comme engrais agricole. Dans ce cas, il faut que leurs teneurs en métaux lourds soient faibles (il existe généralement une réglementation à ce sujet) car d'une part ils ont tendance à s'accumuler dans les tissus végétaux et animaux, d'autre part, après avoir été stockés dans le sol, ils peuvent être relargués et s'infiltrer vers les nappes d'eau souterraines.

On pourrait imaginer de mettre en oeuvre des traitements de détoxification des boues avant leur utilisation agricole, mais il semble plus raisonnable:

— de bien séparer dans la mesure du possible les effluents industriels et urbains avant leur entrée dans les stations d'épuration, ne serait-ce d'ailleurs que pour protéger le fonctionnement biologique de la station,

- de stocker en décharge appropriée les boues ne répondant pas aux normes en vigueur tout en essayant de tenir compte de la sensibilité du milieu récepteur dans le cas où leur toxicité est faible,
- de continuer à valoriser les boues pour l'usage agricole lorsque leur toxicité le permet en favorisant la fabrication de certains produits d'amendement par des mélanges appropriés avec d'autres substances (sciure de bois, par exemple).

3.8 Pollutions diverses

Pour ne pas oublier certains points auxquels les rapporteurs ont fait allusion, il reste à évoquer quelques sujets divers.

- L'*acidification* de l'eau des nappes, très nette en Finlande et en Suède⁷⁸, s'explique sans doute en partie par les oxydes de soufre rejetés dans l'atmosphère et rabattus par la pluie vers les nappes qui y sont d'autant plus sensibles qu'elles ne contiennent pas de calcaire. En Belgique, en France, en Roumanie, où les eaux sont généralement plus calcaires, la pollution atmosphérique par SO₂ ne fait qu'accroître la dureté de l'eau, ce qui est peu sensible, les eaux étant déjà naturellement assez dures.
- Les *hydrocarbures chlorés* sont des polluants souvent cités dans les rapports: Allemagne, Italie, Suisse. En Suisse, on signale qu'ils font l'objet d'une inscription sur un cadastre spécial où sont répertoriées les canalisations soumises à des nettoyages chimiques, qui seraient la principale origine de ces pollutions.
- Le *chrome hexavalent* est également un polluant redoutable (voir rapport italien), d'autant plus qu'il se disperse très facilement au voisinage des usines de traitement de métaux, même si celles-ci font des efforts pour se débarrasser convenablement des bains qu'elles utilisent. Les eaux potables peuvent être traitées par le sulfate ferreux.
- L'*utilisation de l'eau pour les pompes à chaleur* inquiète le rapporteur national Suisse: leur multiplication risquerait d'entraîner une concurrence avec les captages destinés à l'alimentation en eau potable et d'engendrer certains conflits. Ne doit-on pas craindre des pollutions par réinjection des eaux froides susceptibles d'entraîner des déplacements d'équilibres chimiques et d'être plus ou moins contaminées dans leur circuit au-dessus de la surface du sol? Inversement, les nappes peuvent-elles être utilisées pour la climatisation; et on pourrait aussi s'inquiéter, si ces dispositifs devaient se multiplier, de la pollution thermique⁷⁹.

4. Discussion

Avant de conclure ce rapport général, il semble bien que l'une des questions — est de savoir si, oui ou non, les nappes d'eau souterraine sont condamnées à être polluées irrémédiablement et insidieusement, ou si au contraire il convient de les protéger. L'efficacité en ce domaine ne peut être le fruit de simples bonnes intentions, mais elle implique une politique délibérée et assortie d'importantes contraintes financières, dont on peut illustrer certaines tendances par des graphiques.

Où pourrait en effet définir (fig. 5):

- un 'coût de sauvegarde' X de la qualité de la nappe représentant les dépenses relatives à la non pollution (dépenses affectées de façon préventive).

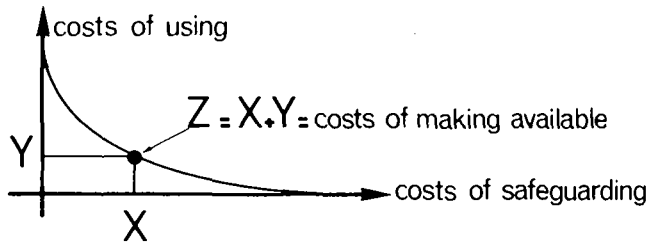
- un 'coût d'utilisation' Y représentant les dépenses relatives au maintien de la qualité de l'eau prélevée: périmètres de protection, traitement (dépenses effectuées de façon curative).

La dépense totale $Z = X + Y$ pourrait être ce que nous conviendrons d'appeler 'coût de mise à disposition' de l'eau souterraine.

Dans chaque cas particulier, l'optimum Z se situe à un endroit différent sur la courbe de la figure 5.

Pour le distributeur d'eau, le problème du choix de la ressource entre l'eau de surface (souvent proche de la ville) et l'eau souterraine (souvent d'autant plus lointaine que la qualité est bonne) se pose fréquemment et l'analyse des coûts peut se faire dans l'espace et dans le temps.

La figure 6 se propose d'illustrer comment le choix se présente en fonction de la distance d à laquelle on peut aller puiser l'eau souterraine. Le coût de mobilisation M de l'eau souterraine est la somme d'un coût de mise à disposition Z que nous avons défini plus haut (supposé décroissant en fonction de la distance car l'incidence économique de la protection de la nappe diminue lorsqu'on s'éloigne de l'agglomération) et d'un coût d'adduction A régulièrement croissant. Il en résulte une représentation M sous forme d'une courbe en sac avec un minimum Mo correspondant à la distance optimum do. Si on compare Mo au coût de mobilisation Ms de l'eau de surface, et si $Ms > Mo$, on peut définir les distances d1 et d2 entre lesquelles la préférence doit être donnée à l'eau souterraine.

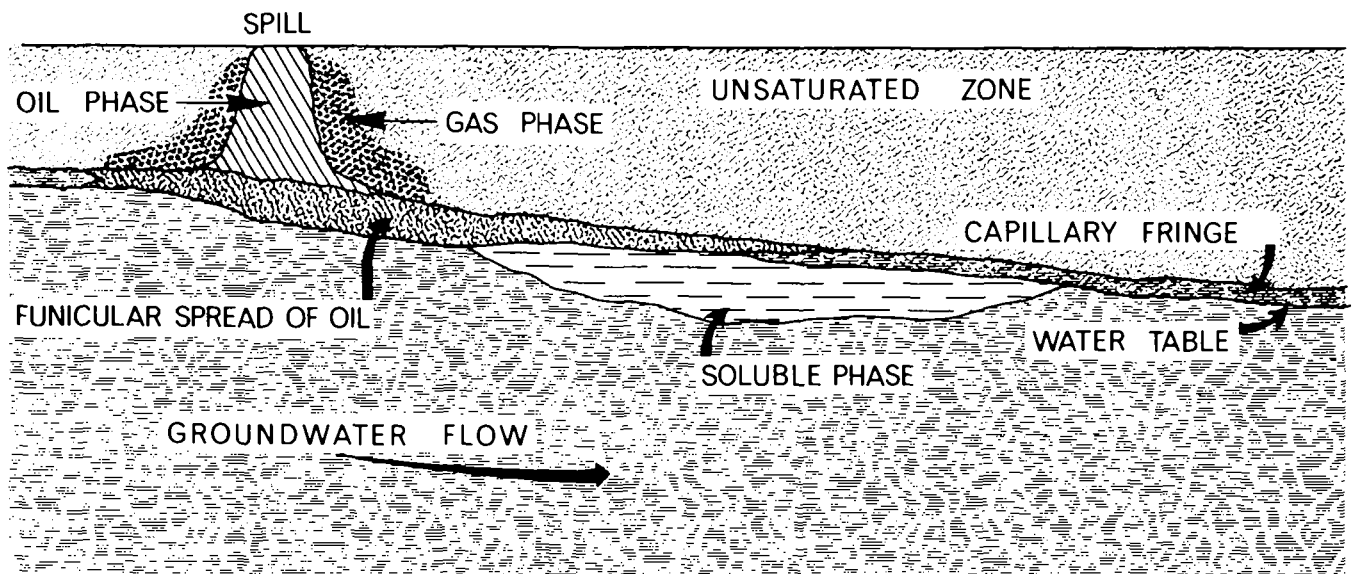


Costs of making groundwater available

Fig. 6.

Le graphique de la figure montre que l'on peut, par un raisonnement à caractère macroéconomique, choisir pour alimenter en eau une agglomération une eau de surface proche ou une nappe souterraine plus lointaine.

Mais dans ce dernier cas, certains devront supporter les conséquences du coût de sauvegarde de la nappe, que nous avons appelé X. Or bien souvent ce ne seront pas les bénéficiaires de l'eau qui auront à supporter directement un coût de sauvegarde, mais ce seront les collectivités, les industriels, ou les habitants locaux, quelquefois bien éloignés de l'agglomération à alimenter. Au plan microéconomique, il se posera un problème très différent de celui que l'on pose en termes macroéconomiques.

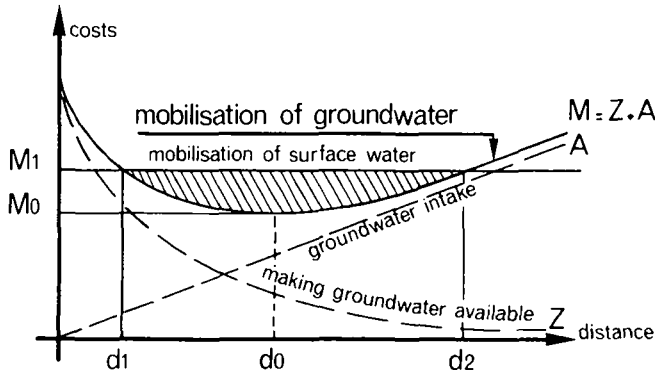


Migration of oil following a loss directly to the underground environment in a permeable catchment (National report, G.B.)

Fig. 5.

Il y a donc un facteur 'espace' pour définir une politique de protection des nappes afin que les payeurs soient les utilisateurs réels, les bénéficiaires de ces mesures. La difficulté de résoudre ce problème microéconomique a déjà fait échouer des projets dont l'intérêt macroéconomique était pourtant évident.

Sur la figure 7, c'est l'évolution des coûts en fonction du temps qui est représentée. Si on admet le principe de la plus grande stabilité de la qualité des eaux souterraines, maintes fois évoquée dans ce rapport, on peut supposer que le coût de mobilisation M_s d'eau de surface évoluera plus vite en hausse que le coût de mobilisation de l'eau souterraine $M = Z + A$. Ceci revient à dire que le coût de sauvegarde des nappes est tout de même inférieur à celui du traitement de l'eau des rivières, surtout lorsqu'on sait que ce traitement des eaux de surface doit sans cesse être modifié et complété, à mesure que les normes deviennent de plus en plus sévères. Il se pourra dans certains cas que, même si au moment de l'investissement la balance penche en faveur de l'eau de surface, il n'en soit pas de même quelques années après (au bout du temps t_0).



Costs of mobilising resources vs. distance

Fig. 7.

Il y a également un facteur 'temps' très important dans le phénomène d'amélioration de la qualité des nappes. Des mesures de sauvegarde n'auront un effet qu'à long terme et il ne faut pas s'attendre à une rentabilité immédiate des investissements réalisés aujourd'hui qui profiteront aux générations futures. La contrepartie de l'effort demandé à chaque individu ou chaque collectivité ne peut être que d'intérêt général et non immédiat. Ces facteurs espace et temps, très particuliers aux nappes, conduisent à préconiser des mesures de sauvegarde reposant sur des lois rigoureuses, comme c'est déjà le cas pour beaucoup d'activités. Parmi ces mesures, on peut choisir entre la méthode coercitive et la méthode incitative:

- la méthode coercitive exige de développer à l'extrême une police des eaux opérant des contrôles fréquents et sévères, et cette police—onéreuse à établir—se heurte à bien des embûches, tellement les actes polluants peuvent être sournois, et difficilement contrôlables: beaucoup de rapporteurs regrettent d'ailleurs le développement insuffisant de la police exercée dans leurs pays. Mais la méthode coercitive ne répare pas l'injustice évidente qu'entraîne le facteur espace: elle ne pénalise pas les vrais bénéficiaires.
- la méthode incitative, pratiquée dans beaucoup de pays et notamment en France par le biais des Agences de Bassin surtout, semble plus réaliste et consiste à établir un système de redevances recueillies auprès des pollueurs et des préleveurs. Les fonds ainsi collectés alimentent une mutuelle qui, par le jeu de subventions, aide les mesures destinées à la sauvegarde des nappes. La difficulté est alors d'asseoir équitablement les redevances et de distribuer rationnellement les aides.

Dans l'espace, le système de la mutuelle de bassin hydrographique peut être difficile à appliquer pour des nappes, une agglomération située dans un bassin pouvant être alimentée par une nappe située dans un autre bassin. Mais ce cas reste exceptionnel si le découpage n'est pas poussé géographiquement trop loin. On pourra donc le plus souvent résoudre le facteur espace. On aura en revanche plus de mal à tenir compte du facteur temps: pour les nitrates et l'agriculture, exemple typique où joue le facteur temps, nous avons vu que la solution est loin d'être évidente.

Alors, devant la difficulté que l'on rencontre à appliquer équitablement des mesures de sauvegarde, convient-il de les modérer et de s'en remettre plus largement aux possibilités offertes par les techniques de traitement de l'eau avant usage? Autrement dit quel poids faut-il donner respectivement au 'curatif' et au 'préventif'? Il faut pour répondre à cette question distinguer le moyen terme s'étalant sur un dizaine d'années et le long terme allant bien au-delà.

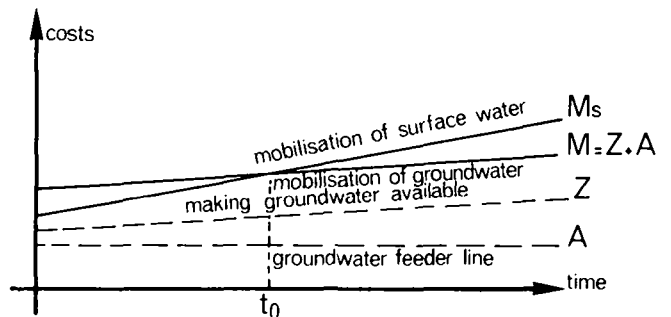
A moyen terme, étant donné qu'un certain consensus semble se dégager de tous les rapports nationaux pour reconnaître que le coût de l'eau souterraine n'est plus au-dessus de tout soupçon comme elle l'était autrefois, il est clair qu'il y a obligation pour le distributeur d'eau d'engager des actions lui permettant de maintenir l'eau potable distribuée en conformité avec les normes, ces dernières étant d'ailleurs de plus en plus sévères à mesure que nos connaissances s'accroissent. C'est pourquoi les installations de traitement devront continuer à se développer: en particulier certains traitements d'affinage à l'ozone et au charbon actif en grain, capables d'apporter

un moyen d'action efficace contre les micropolluants; des installations de traitement de dénitrification des eaux potables doivent aussi certainement être mises en place. Mais les traitements ne seront pas les seules actions à entreprendre: il faudra aussi structurer les réseaux d'eau, augmenter le nombre des interconnexions dans le but de diversifier les sources d'approvisionnement, tout en limitant le nombre des points d'eau, dont certains sont difficilement protégeables au sens des législations sur les périmètres. A Zurich, la station d'eau souterraine de Hardhof et son aménagement de surfaces vertes ainsi que les projets d'interconnexions avec d'autres ressources en eau du canton, nous offrent un bon exemple de protection¹⁰⁻¹⁴.

A long terme, le problème de la conservation d'une qualité acceptable pour les nappes se pose avec encore plus d'acuité. Beaucoup d'auteurs et de rapporteurs pensent que nous n'aurions pas bonne conscience, si nous laissons à nos héritiers un patrimoine de nappes souterraines inutilisables. C'est pourquoi il convient de développer encore davantage que par le passé toutes les méthodes de dépollution ou de non pollution susceptibles d'atteindre les nappes: un assainissement classique le plus complet possible dans les zones de rejet sensible aux nappes avec prise en compte du problème des métaux lourds et recherche du meilleur profit du rôle épurateur du sol, un effort dans l'aménagement de la gestion des décharges urbaines et industrielles, le développement des techniques de recyclage des eaux après traitement avancé, l'utilisation de centres de détoxication et recherche de nouvelles filières.

Pour illustrer ce dernier propos sur les actions à engager dans les années qui viennent, nous pouvons par exemple représenter (fig. 8) le taux de nitrate (ou tout autre paramètre, mais celui-ci est bien à l'ordre du jour) en fonction du temps. Si on ne faisait rien, le taux de nitrate irait croissant selon le courbe 1. En engageant des actions préventives (modification des pratiques culturales par exemple), le taux de nitrate continuera à croître un peu, mais moins vite, puis cessera de croître pour se stabiliser à une valeur acceptable (courbe 2).

Si C_0 est la concentration souhaitable à ne pas dépasser (25 mg/l de NO_3 par le niveau guide, ou 50 mg/l de NO_3 pour la concentration maximum admissible des nouvelles normes européennes), on sera dans l'obligation entre les années t_1 et t_2 d'engager une correction curative (traitement ou diversification des ressources). La figure illustre les deux types d'actions à engager, qui ne sont pas forcément contradictoires mais complémentaires.



Costs of mobilising resources vs. time

Fig. 8.

Conclusions

Jadis, la protection des nappes était négligée parce que les sources qui en émanaient, appartenaient presque au domaine du magique et du surnaturel, les mettant, au moins en esprit, hors d'atteinte des pollutions.

Puis, dans une seconde étape, le développement des techniques de traitement d'eau a permis d'accroître l'appel aux eaux superficielles ou de rectifier la qualité des eaux souterraines; il en est encore résulté une attention insuffisante portée aux problèmes de protection des nappes.

Aujourd'hui, la sensibilité croissante aux problèmes de sécurité et de qualité de l'eau rend aux eaux souterraines des vertus essentielles, à condition que les nappes soient correctement protégées et gérées.

Chacun est maintenant conscient de l'importance et de la difficulté des problèmes posés et du fait que les nappes représentent un capital à la fois inestimable et vulnérable, parce qu'il se renouvelle lentement: tandis que les eaux de surface se régénèrent vite et que l'on peut plus ou moins rapidement et facilement restaurer leur qualité, la pollution (ou à l'inverse la qualité) des eaux souterraines revêt un caractère cumulatif et rémanent, sur de grands espaces et de longues périodes.

Afin de sauvegarder l'environnement indispensable au maintien de la qualité de l'eau souterraine, il est avant tout nécessaire de développer une organisation appropriée. Souvent déjà créée et mise en place dans de nombreux pays, cette organisation doit s'efforcer de répartir équitablement et efficacement le poids économique des mesures à mettre en œuvre. Efficacité et équité: nous avons dit qu'elles ne pouvaient être tout-à-fait parfaites et qu'il fallait rechercher le meilleur compromis possible.

Cette organisation doit permettre aux collectivités locales d'exercer au mieux leurs responsabilités dans le domaine de la distribution publique d'eau potable, en disposant d'un bon éventail de choix pour leur approvisionnement en eau. Certes, certaines règles coercitives doivent bien sûr être instaurées et assorties d'une police adéquate, mais elles doivent rester modérées pour être applicables, et l'existence

d'un système incitatif peut en sus permettre d'accroître l'efficacité des mesures réglementaires. Le système français des organismes de bassin, qui joue le rôle de tutelle auprès des pollueurs et des préleveurs, permet, entre autres actions, d'inciter à la sauvegarde de la qualité des nappes. Structures souples représentatives des élus, des usagers et de l'administration, les organismes de bassin peuvent être un véritable moteur des actions préventives visant à mieux assurer la sauvegarde des eaux souterraines.

Références

- Guy, P., *Water resources management*, IWSA, 12th Congress, Kyoto, 2-6 Oct. 1978, General Report n° 1, pp. A1-A27.
- Henin, S., Rapport du groupe de travail 'Activités Agricoles et Qualité des Eaux', Paris, Ministère de l'Agriculture, Ministère de l'environnement et du Cadre de Vie, Oct. 1980, 59 p.
- Margat, J., *A propos de la gestion de la qualité des eaux souterraines*. In: 'Les eaux souterraines et l'approvisionnement en eau de la France', Colloque National SGN du BRGM, Nice, 27-28 Oct. 1977, t. II, pp. 409-415.
- Erhard-Cassegrain, A., Margat, J., *Introduction à l'économie générale de l'eau*, Orléans, Bureau de Recherches Géologiques et Minières, Déc. 1979, 365 p. (Rapport BRGM 79 SGN 329 HYD)
- Gorelick, S. W., Remson, I., Cottle, R. W., *Management model of a ground-water system with a transient pollution source*, *Water Resources Research*, 1979, 15, n° 5, pp. 1243-1249.
- Landel, P. A., Sauty, J. P., *Simulation des transferts de polluant dans les aquifères. Description et mode d'emploi*, Orléans, Bureau de Recherches Géologiques et Minières, 1979, 72 p. (Rapport BRGM 79 SGN 519 HYD)
- Sauty, J. P., *Calcul de la propagation d'un front de pollution avec dispersion longitudinale dans une nappe alluviale*, Orléans, Bureau de Recherches Géologiques et Minières, 1972, 36 p. (Rapport BRGM 72 SGN 377 AME)
- Guerrera, A. A., *Chemical contamination of aquifers on Long Island*, *New York. Journ. AWWA*, 72, n° 4, apr. 1981, pp. 190-199.
- Poté, L., *Captages d'eau douce à proximité du littoral marin*. In: 'Les eaux souterraines et l'approvisionnement de la France', Colloque National SGN du BRGM, Nice, 27-28 Oct. 1977, t. II, pp. 495-500.
- Kafri, U., *Current sub-surface intrusion of Mediterranean sea water a possible source of ground water salinity in the Rift Valley system, Israel*, *Journal of Hydrology*, 1979, 44, n° 3/4, pp. 267-287.
- Llomas, M. R., Custodio, E., *Notas sobre la contaminación de las aguas subterráneas en España*. UNESCO, Comité Nacional Español para el PHI, Simposio Agua SIG XXI, Madrid, 8-13 septembre, 1980.
- Duvant, F., Lallemand-Barres, A., Pointet, Th., *Evaluation des ressources hydrauliques. Travaux effectués en 1980 par les Services Géologiques Régionaux du SGN*, Orléans, Bureau de Recherches Géologiques et Minières, Septembre 1981, 86 p. + h.-t. (Rapport BRGM 81 SGN 628 EAU)
- Berger, G., Eberentz, P., Grenet, B., Landreau, A., *Prévention et contrôle de la qualité des eaux souterraines. Mise en place de réseaux de qualité en Seine-Normandie*. In: XV^e journées de l'Hydraulique de la Société Hydrotechnique de France, Toulouse, 5-7 septembre 1978, question III, rapport 5.
- Bureau de Recherches Géologiques et Minières, Direction du Service Géologique National. *Cartes de vulnérabilité des eaux souterraines à la pollution*, Paris, IGN, 1975.
- Lallemand-Barres, A., Piongeron, A., Vandenbusch, M., *Périmètres de protection des captages d'eau potable. Approche pour l'appréciation des coûts des servitudes*, Orléans, Bureau de Recherches Géologiques et Minières, Fév. 1981, 60 p. + annexes (Rapport BRGM 81 SGN 146 EAU)
- Person, J., *Interventions réglementaires du géologue agréé en vue de la protection des eaux destinées à l'alimentation humaine*, Orléans, Bureau de Recherches Géologiques et Minières, 1979, 193 p. (Documents BRGM n° 11)
- Landa, L., *Protected zones and endangered zones for ground water*, *Vodni Hospodarstvi*, 1980, 30, n° 3, pp. 61-63.
- Fried, J. J., *Lutte contre la pollution des eaux souterraines. La zone de protection: aspects scientifiques et techniques; critères techniques de la procédure d'autorisation de rejet*. Strasbourg, Université Louis Pasteur (1978), 85 p. + annexe (lois et directives des Etats Membres)
- Korotchansky, A., Vaniscotte, C., *Injection d'eaux résiduaires: première réalisation française (Puits SÉFIT)*, *Annales des Mines*, Déc. 1972, pp. 15-26.
- Faisandier, P., *La géothermie: le point de vue de l'exploitant de chauffage: le cas de la ZUP de Melun—l'Almont*, *PCM*, 73, 5, 1976, pp. 21-23.
- Maugis, P., *Une conception française de la géothermie*, *PCM*, 73, 5, 1976, pp. 24-27.
- Girardot, P.-L., Kester, M., *L'esquichage de la nappe albienne en région parisienne*, *TSM*, 69, 1974, n° 4, pp. 141-152.
- Code permanent environnement et nuisances*, éditions législatives et administratives, Paris & Régime de l'eau, Paris, Journal Officiel (Brochure JO n° 1327)
- Fassier, J. P., Gourdon, C., Leestmans, R., *La mise en décharge de déchets industriels: l'exemple britannique; quelques idées applicables en France*, Paris, AFBSS, Juin 1977, p. m.
- Conseil Fédéral Suisse, *Allgemeine Gewässerschutzverordnung* (ordonnance du 19 juin 1972 modifiée)
- Bundesversammlung der Schweizerischen Eidgenossen. *Schaft., Bundesgesetz über den Schutz der Gewässer gegen Verunreinigung* (Gewässerschutzgesetz) loi du 8 octobre 1971 modifiée)
- Departement Fédéral de l'Intérieur (Suisse), *Directives du département fédéral de l'intérieur concernant les mesures à prendre pour protéger les eaux contre la pollution lors de la construction des ventes* (directives du 27 mai 1968)
- Office Fédéral de la Protection de l'Environnement (Suisse), *Wegleitung für den Gewässerschutz in der Landwirtschaft*, Berne, OFPE, 19 Déc. 1979, 80 p.
- Office Fédéral de la Protection de l'Environnement (Suisse), *Instructions particulières pour la détermination des secteurs de protection des eaux, des zones et des périmètres de protection des eaux souterraines*, Berne, OFPE, 24 Oct. 1977, 89 p.
- Eidgenössisches amt für Umweltschutz, *Wegleitung zur Ausscheidung von Gewässerschutzbereichen, Grundwasserschutzzonen und Grundwasserschutzerealen*, Berne, EAFU, Oct. 1977, 83 p.
- Conseil Fédéral Suisse, *Verordnung über Abwässereinleitungen* (ordonnance du 8 décembre 1975 modifiée)
- Departement Fédéral de l'Intérieur (Suisse), *Prescriptions techniques pour la protection des eaux contre la pollution par des combustibles et carburants ou autres liquides entreposés qui peuvent altérer les eaux* (ordonnance du 27 décembre 1967 modifiée)
- Directive 80/68/CEE du Conseil du 17 Décembre 1979 concernant la protection des eaux souterraines contre la pollution causée par certaines substances dangereuses. JOCE n° L20 du 26 janvier 1980, pp. 43-48.
- Fried, J. J., Zampetti, M., *Lutte contre la pollution des eaux souterraines: le programme d'action de la Commission des Communautés Européennes*. In: XV^e journées de l'Hydraulique de la Société Hydrotechnique de France, Toulouse, 5-7 septembre 1978, question III, rapport 1.
- Julian, P., Picard, J., *Les aspects économiques liés à la dégradation de la qualité des eaux due aux apports diffus*, Paris, Ministère de l'Agriculture; Ministère de l'Environnement et du Cadre de Vie, Déc. 1981, 53 p. + annexe
- Bonte, A., *L'élimination des déchets face à la protection des eaux souterraines*, Orléans, Bureau de Recherches Géologiques et Minières, Août 1980, 45 p. (Rapport BRGM 80 SGN 573 ENV)
- Van Duivenbooden, W., *Local and diffuse sources of pollution and their effects on the quality of ground water, H2O*, 1979, 12, n° 23, pp. 525-529.
- Letolle, R., *Impact des pollutions d'origine agricole sur les nappes souterraines*. In: XV^e journées de l'Hydraulique de la Société Hydrotechnique de France, Toulouse, 5-7 septembre 1978, question III, rapport 9.
- Bougard, P., Choquet, J. L., *Sélection de bassins expérimentaux: pollution des eaux de nappes et pratiques agricoles*, Paris, Agence Financière de Bassin Seine Normandie, 1979.
- Schenk, V., *Ground-water pollution by effluents from sugar refineries*, *Deutsche Gewässerkundliche Mitteilungen*, 1979, 23, n° 5, pp. 117-122.
- Truffert, L., *La pollution des eaux par les toxiques minéraux*. Rueil-Malmaison, Centre de Perfectionnement Technique, s.d., 22 p.
- Dewalle, F. B., Schaff, R. M., *Ground-Water pollution by septic tank drainfields*, *Journ. of Env. Eng. Div, ASCE*, 1980, 106, n° EE3, pp. 631-646.
- Calvert, R., Chaussidon, J., *Données générales sur l'adsorption des pesticides et des métaux lourds. Conséquences sur leur transport dans les sols*. In: XV^e journées de l'Hydraulique de la Société Hydrotechnique de France, Toulouse, 5-7 septembre 1978, question III, rapport 10.
- Catroux, G., *Le problème de l'épuration par le sol*. In: 4e journées scientifiques et techniques 'L'eau, la Recherche, l'Environnement', Paris, 13-15 octobre 1981, pp. 225-232, Paris, La Documentation Française, 1981.
- Sonthaimer, H., *Experience with riverbank filtration along the Rhine river*, *Journ. AWWA*, 72, n° 7, July 1980, pp. 386-390.
- Bize, J., Grenet, B., Maneglier, H., *Le pouvoir épurateur du complexe alluvial en bordure de rivière*, *TSM*, 76, n° 7, juil. 1982, pp. 393-401.
- Custodio, E., *Groundwater conditions in the catalonian coastal aquifers*, Economic Commission for Europe, Committee on Water problems. Seminar on selected water problems in islands and coastal areas with special regard to desalination and groundwater, Malta, 5-10 June 1978.
- Ramon, S., Gribet, J. P., Beraud, J. F., Bourguet, L., *Le risque de pollution des eaux souterraines dû à la circulation routière*. In: XV^e journées de l'Hydraulique de la Société Hydrotechnique de France, Toulouse, 5-7 septembre 1978, question III, rapport 4.
- Golwer, A., et Schneider, W., *Contamination of soil and ground water with inorganic trace element in the vicinity of highways*, *Gas und Wasserfach*, 1979, 120, n° 10, pp. 461-467.
- Diaz, E., Custodio, E., Galofre, A., *Influencia de la minería potásica catalana en la calidad del agua del rio Llobregat (Barcelona)*, Simposium internacional 'El agua en la minería y en las obras subterráneas', Granada, Sept. 1978.
- Grandarovsky, G., Risler, J. J., *Commission interministérielle d'étude de la nappe phréatique de la plaine d'Alsace. Réseau qualité. Situation 1979-1980*, Orléans, Bureau de Recherches Géologiques et Minières, 1980. (Rapport BRGM 80 SGN 817 ALS)
- Gendrin, P., Taleb, R., *Pollution de la nappe phréatique d'Alsace par les chlorures des mines de potasse*. In: 'Protection des eaux souterraines captées pour l'alimentation humaine', Colloque National SGN du BRGM, Orléans, 1-2 mars 1977, t. 1, pp. 161-171.
- Bize, J., *La protection des eaux et l'assainissement des petites collectivités*, *TSM*, 76, oct. 1980, pp. 495-504.
- Société d'Economie Mixte d'Equipement et d'Aménagement de l'Aude. *Rejet des effluents de la station d'épuration de Port-Leucate. Expérimentation d'irrigation et d'infiltration sur la dune de la Carrège. Saison touristique 1980*, Paris, BURGEAP, 1981, 35 p. + ann. (rapport BURGEAP R 410 E 892)
- Société d'Economie Mixte d'Equipement et d'Aménagement de l'Aude. *L'aménagement d'infiltration des eaux usées de Port-Leucate, saison touristique 1981*, Paris, BURGEAP, 1982, 35 p. + Tabl. (rapport BURGEAP R 471 E 1011)
- Environnement et Cadre de vie (Ministère). Agence de Bassin Loire-Bretagne. *L'assainissement individuel: principes et techniques actuelles*, Orléans, AFBLLB, oct. 1980, 127 p.
- Foster, S. S. D., Young, C. P., *Effects of agricultural practices on the quality of the underlying ground water and especially on the nitrate concentration*, *Bulletin BRGM* (scientif. 2) section 3, 1979, n° 3, pp. 245-256.
- Catroux, G., *Les sources de nitrates dans les sols*. In: 4e journées scientifiques et techniques 'L'eau, la Recherche, l'Environnement', Paris 13-15 Oct. 1981, pp. 84-88. Paris, La Documentation Française, 1981.
- Agence Financière de Bassin Seine-Normandie; Groupe d'Etude d'Application et de Recherche en Agriculture. *Influence des pratiques culturales sur le lessivage de l'azote. Essai d'évaluation du lessivage par un modèle pratique*, par Joël Belan. Laon, Station Agronomique du Département de l'Aisne, octobre 1979, 89 p.
- Morgan-Jones, M., Flavin, R. J., Hoare, M. J., *A review of past and present values of nitrate in ground-water, sources in the Thames Water Authority catchment*, *Public Health Engineer*, 1980, 8, n° 2, pp. 49-52.
- Schmidt, H., et Beitz, H., *Contamination of the soil due to insecticides and possible hazards arising from their penetration into ground water*, *Wasserwirtschaft, wasserrechtlich*, 1979, 29, n° 8, pp. 366-369.
- Gebhardt, W., *Proposed EEC guidelines for restriction of pesticides (endrin and related compounds) and mercury in watercourses and for protection of ground water*, *Korrespondenz Abwasser*, 1980, 27, n° 4, pp. 261-263.
- Germon, J. C., *Les pertes d'azote par voie gazeuse*. In: 4e journées scientifiques et techniques 'L'Eau, la Recherche, l'Environnement', Paris, 13-15 Oct. 1981, pp. 115-121. Paris, La Documentation Française, 1981.
- Bonte, A., *L'élimination des déchets face à la protection des eaux souterraines*, Orléans, Bureau de Recherches Géologiques et Minières, Août 1980, 45 p. (Rapport BRGM 80 SGN 573 ENV)
- Ministère de l'Environnement et du Cadre de Vie et l'Agence Nationale pour la Récupération et l'Élimination des Déchets. *Symposium Sol Déchets*, Angers, 15-18 avril 1980, Paris, 1980, 399 p.
- Gontard, B., *Le Centre collectif de traitement des déchets industriels de Mantes-Limay*, *TSM*, 1976, n° 6, pp. 271-277.
- Oliver, P. G., *Surface sealing. The answer to leachate production*, *Solid Wastes*, 1980, 70, n° 3, pp. 148-159.
- La décharge contrôlée de la Fosse-Marmitaine (Seine-Maritime) (France). *Moniteur des TP et du Bâtiment*, n° 25, 22 juin 1981, p. 43.
- Seral, *La décharge contrôlée de la Fosse Marmitaine est opérationnelle...* Mazères-sur-Seine, Société d'Exploitation et de Réaménagement de la Fosse Marmitaine, 1981.
- Wolbeck, B., *Les recherches en matière de déchets en Allemagne*. In: Textes du Symposium Sol Déchets, Angers, 15 avril 1980, pp. 39-44.
- Erasmus, H., *Les recherches en matière de déchets aux Pays-Bas*. In: Textes du Symposium Sol Déchets, Angers, 15-18 avril 1980, pp. 45-54.
- Laygonie, R., *La pollution des eaux continentales et l'industrie pétrolière*. Rueil-Malmaison, Centre de Perfectionnement Technique, s.d., 71 p.
- International Association of Hydrogeologists. *International Symposium on ground water pollution by oil hydrocarbons*, Prague, June 5-9, 1978. Prague, Stavební Geologie Praha, 1978, 431 p.
- Pastrovich, T. D. de, et al. *Protection of ground water from oil pollution*, CONCAWE, The Hague, Report n° 3/79, 1979, 61 pp.
- Fried, J. J., Muntzer, P., Zilliox, L., *Ground-water pollution by transfer of oil hydrocarbons*, *Ground water*, 1979, n° 6, pp. 586-594.
- Conrad, G., Delepouille, A., Roudesli, M. S., *Propagation et évolution d'une pollution par hydrocarbures dans la nappe alluviale de la Seine, à Rouen, Haute-Normandie (France)*. In: 'Protection des eaux souterraines captées pour l'alimentation humaine', Colloque National SGN du BRGM, Orléans, 1-2 mars, 1977, t. 1, pp. 129-141.
- Colin, F., *Les boues des stations de traitement et d'épuration des eaux urbaines et industrielles sont-elles un vecteur privilégié dans la fixation et l'élimination des métaux lourds?* In: 3e journées scientifiques et techniques 'L'Eau, la Recherche, l'Environnement', Limoges, 10-12 oct. 1979, pp. 441-455.
- Dickson, W., *Freshwater acidification in Scandinavia and Europe: an overview*. In: 'Beyond the energy crisis: opportunity and challenge', RI Road, Howick, Auckland.
- Kobus, H., & Mehlhorn, H., *The effect of heat pumps on ground water temperature*, *GWF-Wasser/Abwasser*, 1980, 121, n° 6, pp. 261-268.
- Wysling, H., *Hydrologische Aspekte beim Ausbau des Grundwasserwerkes Hardhof der Wasserversorgung Zürich*. *Gas, Eaux, Eaux Usées*, 61, n° 9, Septembre 1981, pp. W39-W49.
- Kemp, T., *Geologisch-hydrologische Verhältnisse bei der Brunnenreihe zur Gewinnung von Uferfiltrat längs der Limnat zwischen Hardhof eine Werdhölzli Zürich*. *Gas, Eaux, Eaux Usées*, 61, n° 9, Septembre 1981, pp. W50-W57.
- Borneff, J., Borneff, M., *Untersuchungsergebnisse zur hygienischen Beurteilung des Grundwassers im Werk Hardhof*. *Gas, Eaux, Eaux Usées*, 61, n° 9, Septembre 1981, pp. W58-W62.
- Schenkel, H., *Ausscheidung von Schutzzonen für das Grundwasserwerk Hardhof*. *Gas, Eaux, Eaux Usées*, 61, n° 9, Septembre 1981, pp. 82-84.
- Naf, A., *Grundwasserwerk Hardhof Baugeschichte*. *Gas, Eaux, Eaux Usées*, 61, n° 9, Septembre 1981, pp. W96-W102.
- Prudhomme, P., *Protection des eaux souterraines contre la pollution par la mise en oeuvre de barrières hydrauliques*, colloque national SGN du BRGM, Orléans 1-2 mars 1977, t. 3, pp. 143-152.
- Peit, J.-P., *Alimentation en eau de Nouakchott. Recherche d'une solution pour assurer les besoins de l'Horizon 2000*. Communication au CEMPE, Marseille 10-12 Mai 1982.
- Agence Financière de Bassin Seine-Normandie, *Qualité des Eaux Souterraines du département de l'Aisne: annuaire 1980*, Soissons, Centre de Santé Publique, avril 1981.

AUSTRIA

H. Frischherz and W. Kasper

1. National system of protection

The legal basis for the protection of surface water as well as of ground water is the Austrian Water Law. This Law provides stricter protection of ground water than surface water, taking into account that springs and wells are the main sources of drinking water supply in Austria.

Every influence on or use of water (if it is not negligible) needs permission of the Federal Water Authority. As a rule it is granted only on certain conditions. Their observance is supervised by the Authority. For this task the Authority partly uses the opinion of independent experts who are provided in most cases by the operator of the plant. Non-compliance with conditions may lead to administrative sanctions (fine, arrest), in extreme cases even to prosecution; irrespective of these sanctions the law has to be obeyed. In certain cases additional conditions may be imposed.

2. Principal problem

2.1 General trends in quality

Until a few years ago spring waters and ground waters were the main resources of drinking water supply. They needed at most disinfection which was done for reasons of safety only.

Ground water is mostly obtained in valleys, near rivers, which are, however, polluted more and more by domestic and industrial sewage (e.g. paper industry). The bank infiltrate of these rivers has a lack of oxygen, it contains ammonia and leads to the solution of iron and manganese from the ground. This problem is made even more serious by organic sediments arising from the damming up of a river.

2.2 Deficiencies in the legal system

Today the Austrian Water Law and its interpretation no longer fits all cases. Deficiencies may be caused by inevitable sluggishness of the authorities too. The integrative idea of water economy and of water management should be embodied in the Law more clearly. The improvement of supervision does not always keep pace with the rapid increase of possible influences on the waters.

2.3 Principal pollutants

2.3.1 Nitrates

Bolzer (1981) has shown that the contents of nitrate in the ground water of settlements at the border of Vienna, which are not connected to the water supply and the sewerage, are very high (above 100 mg/l). Agricultural areas that are intensively cultivated show nitrate contents of >50 mg/l.

2.3.2 Hydrocarbons

The average monthly values of the Danube near to Vienna (IR Method) were in the time between January 77 and December 79 at

0,04-0,24 mg/l. The bankside filtrate is influenced by this. Except for the continuing risks from road transport, from oil used for heating and from oil storage as well as from oil pipelines, against which precautions are taken, there are no other serious pollutions to be feared.

2.4 Micropollutants

2.4.1 The seepage of rivers that are polluted by industrial sewage (Danube, Mur, Traun) shows higher contents of organic chlorine compounds and of precursors. In some places infiltrations of solvents were registered.

2.4.2 Loads of heavy metals have not been recorded hitherto.

3. Technical measures of protection

Special precautions for ground water are always taken in connection with present water uses only. In these cases an interested party is required to compensate other people for the impairment of their rights. These rights are laid down by the Water Law. Systematic control of water quality is only carried out in connection with the extraction of ground water for drinking water supply.

4. Assessment of most acute problems

1. Development of a supervision system for ground water quality
2. Improvement of the legal and administrative situation so as to make it possible to protect the ground water itself (not for present utilisation only)
3. Improvement of the sewage purification of industry.

5. Literature

Amt der OÖ Landesregierung: Hydrogeochemische Untersuchungen der Grundwässer Oberösterreichs. Teil 1 und 2. Auszüge aus dem OÖ Wassergüte-Atlas, Bd. 9 und 9a, 1980.

Amt der OÖ Landesregierung: Schutzanordnung für Wasserversorgungsanlagen. Merkblatt für Projektanten und Sachverständige. März 1979.

Bolzer, W. Nitrate im Grundwasser des 21 und 22. Wiener Gemeindebezirkes. GWW 35. Jg. (1981), H. 7, pp. 234-239

NÖ Landesregierung: Grundwassergütekarte. NÖ Umweltbericht 1980.

ÖNORM M 6251: Oberwachung der Beschaffenheit des Wassers. Ausgabe 1. Juli 1980.

Österreichisches Wasserrechtsgesetz, in der Fassung BGB1. Nr. 207, vom 22. Mai 1969

ÖVGW: Trinkwasserschutz- und Schongebiete Österr. Vereinigung für das Gas- und Wasserfach (ÖVGW) Mitt. W 72, Jänner 1981

BELGIUM

H. Bruyndoncx

1. Description du système de protection national

1.1 La politique générale en matière de protection des nappes aquifères. Est-elle identique à celle relative à la protection des eaux de surface?

La loi cadre du 26-03-1971 prévoit la protection des eaux souterraines et stipule que le service de distribution d'eau est responsable de la qualité des eaux prélevées. Les dégâts matériels directs causés par les mesures de protection imposées en application de cette loi doivent être indemnisés à charge du bénéficiaire de la protection (c.à.d. le service des eaux). Les arrêtés d'exécution permettant d'appliquer la loi cadre (1971-03-26) ne sont toujours pas parus.

Pratiquement la protection des eaux souterraines est basée sur une série de lois, d'arrêtés royaux (A.R.) et d'autres prescriptions (RGPT) concernant:

- l'urbanisme;
- le stockage et le transport d'hydrocarbures et de déchets;
- les exploitations: les carrières et les mines;
- les activités agricoles: les engrais, les pesticides etc. . .

C'est sur ces bases qu'on parvient à protéger les eaux souterraines aussi bien que possible.

La protection des eaux de surface est spécifiquement réglée par les lois du 1950-03-11 et 1971-03-26; les eaux de surface sont ainsi mieux protégées que les eaux souterraines. Les charges afférentes à la protection et à l'épuration des eaux de surface sont supportées par la communauté; en outre, des tâches importantes sont réservées à trois nouvelles sociétés d'épuration d'eau (pour les eaux usées).

1.2 Législation générale concernant la protection des nappes aquifères Qui exerce un contrôle sur qui? Comment? Quelles mesures sont prises?

Les zones de captage sont indiquées sur les plans de secteur. Les dites zones basées sur des distances n'ont à présent que peu de signification législative du fait de l'absence d'arrêtés d'exécution de la loi du 1971-03-26. La bonne coopération des divers ministères et administrations permet cependant, à chaque nouvelle activité dans une zone de captage, et après avoir sollicité l'avis du service de distribution d'eau, de prévoir des mesures spécifiques en vue de la protection du captage d'eau.

Hormis la police judiciaire, des fonctionnaires désignés par les ministères (Santé Publique, Travail, Affaires Economiques) peuvent rechercher et constater des infractions et prendre les mesures qui s'imposent.

En outre des peines de prison et des amendes, ordre peut être donné de démolir ou de remettre en état d'origine.

2. Les problèmes les plus importants

2.1 Tendances générales en matière de qualité

L'évolution de la qualité des eaux souterraines est étroitement liée à la nature et aux caractéristiques des formations dont l'eau souterraine est prélevée.

Quelques formations dont est prélevée l'eau souterraine notamment: les sables néogènes de Campine, les sables

bruxelliens, la calcaire carbonifère et la craie. Pour ces formations l'évolution de Cl^- , SO_4^{2-} , NO_3^- et K figure aux annexes 2, 3 et 4.

2.2 Défaillances du système légal

Le fait qu'une réglementation existe pour la protection des eaux de surface et non pas pour les eaux souterraines donne souvent lieu à des abus.

Ceci vaut p.e. pour le déversement illimité de purin dans les prés etc....

2.3 Les pollutions les plus importantes

- Dans les régions rurales on a constaté que les eaux de puits peu profonds contiennent des quantités de nitrates beaucoup plus élevées que les eaux de puits plus profonds.

A l'avenir, l'évolution de la teneur en nitrates de ces régions particulières devra être suivie attentivement.

- La pollution par les hydrocarbures et les infiltrations d'hydrocarbures sont très fréquentes, quoique d'une échelle plus réduite.

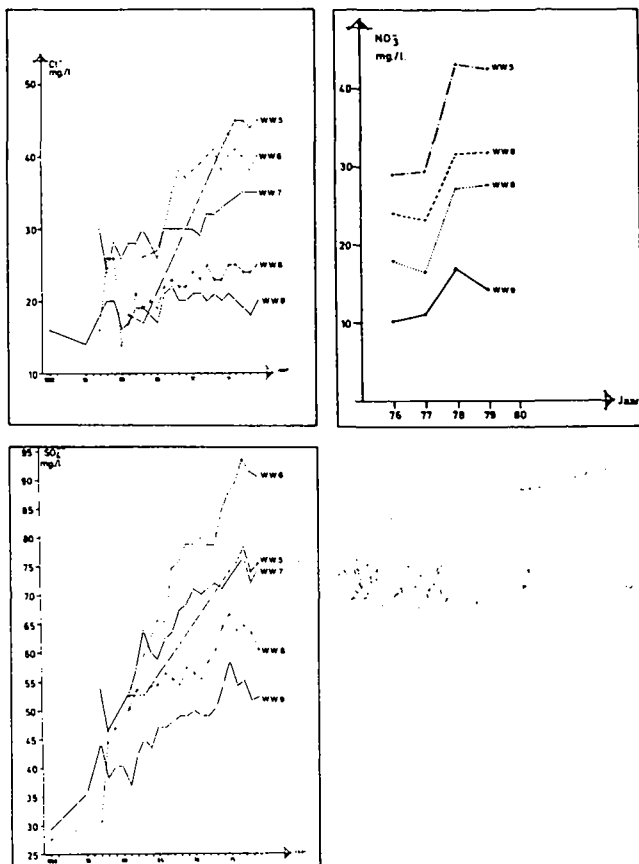
A part le danger d'endommagement de certains matériaux tels que le polyéthylène utilisé dans le réseau de distribution d'eau, il y a également un risque accru de pollution des eaux souterraines.

- Des cours d'eau fortement pollués constituent un grand danger lorsqu'ils s'infiltrent dans une zone de captage d'eau souterraine. Dans les environs de la Nèthe, du Demer et de la Gette, des augmentations en Cl^- importantes ont été notées à des distances relativement grandes.

- L'utilisation de cendres métallifères pour la construction de chaussées a causé la dégradation de la qualité des eaux de plusieurs puits privés.

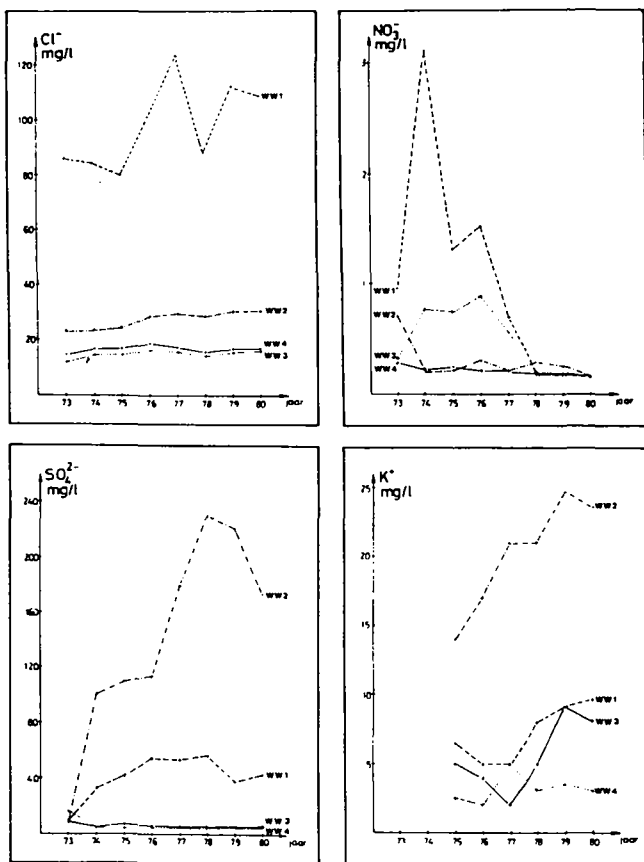
2.4 Micropolluants

Lors de l'infiltration d'eaux de surface fortement polluées dans les eaux souterraines, des augmentations de concentrations d'ions de sel facilement détectables tels que Cl^- et SO_4^{2-} peuvent être décelées de manière très simple mais souvent on constate également la présence en petites quantités d'éléments traces tels que As, PCB's. Ceci s'est passé dans un captage d'eau aux environs de la Nèthe. Des augmentations importantes en As ont également été constatées dans des régions ayant une industrie métallurgique.



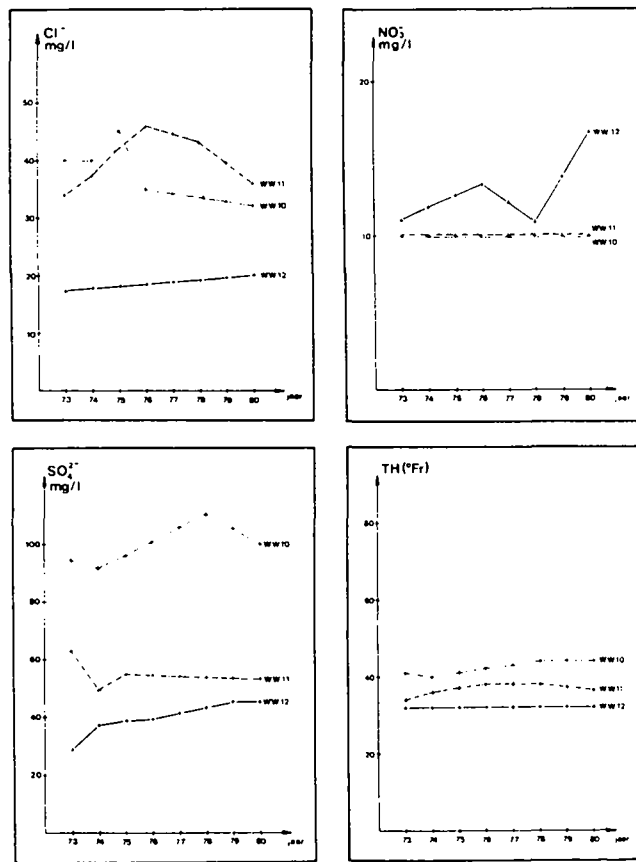
WW 5 : Beauvechain WW 7 : Egenhoven - West WW 9 : Leefdaal
WW 6 : Nodebais WW 8 : Egenhoven - Oost

Fig. 3. Evolution des paramètres de qualité dans la Formation de Bruxelles



WW 1 : Westerlo I WW 3 : Oud-Turnhout
WW 2 : Schoten WW 4 : Hoogstraten

Fig. 2. Evolution des paramètres de qualité dans les sables néogènes de Campine (Diestaan)



WW10: Havré I WW12: Modave
WW11: Nimy II

Fig. 4. Evolution des paramètres de qualité dans le calcaire carbonifère

3. Mesures techniques de protection

3.1 Méthodes de gestion — Réseau de protection — Traitement des données — Modèles

Lors de la mise en service d'un captage d'eau, un nombre suffisant de puits de sondage est prévu afin de suivre régulièrement le niveau et le courant de l'eau souterraine. La prise d'échantillons et l'analyse de l'eau souterraine présente permettent de suivre l'évolution de la qualité.

Le contrôle dans la zone de captage d'eau et les contacts avec d'autres administrations, services et ministères permettent d'assurer une bonne protection de la nappe aquifère.

L'emploi de modèles mathématiques peut être utile si l'on dispose d'une grande nappe d'eau relativement uniforme possédant, en outre, une topographie restreinte comme pour les sables néogènes de Campine. Lors de l'utilisation de modèles en d'autres circonstances, l'étude sur le terrain même est préférable (p.e. géologie, morphologie... etc.).

3.2 Protection pendant la réalimentation des nappes aquifères

La PIDPA examine la possibilité d'infiltrer des eaux de surface dans les sables néogènes de Campine dans une zone de captage d'eau.

Une unité semi-industrielle de 1.500 m³/jour est actuellement en voie de construction. Une étude préliminaire a démontré que les résultats pouvaient être obtenus par une infiltration au moyen d'un bassin ouvert, à condition qu'il reste le moins d'oxygène possible lors du contact avec les eaux souterraines, tandis qu'il faut également suivre attentivement la précipitation de calcite. En ce qui concerne la protection de la qualité de l'eau à infiltrer, il n'y a rien de prévu jusqu'à présent (comme p.e. des essais avec des poissons).

4. Énumération des problèmes les plus urgents

Afin de protéger les eaux souterraines d'une façon efficace, il est souhaitable d'appliquer une législation appropriée ainsi que des modalités d'exécution. Ladite législation est encore en voie de préparation actuellement, tandis qu'il n'existe qu'un avant-projet de modalités d'exécution.

Plusieurs directives des CE ont cependant été diffusées entretemps, tant pour les eaux de surface que souterraines, qui servent de base aux législations nationales.

Il sera souvent très difficile, mais tout de même nécessaire de réaliser une exécution harmonieuse des modalités d'une telle législation en accord avec d'autres activités humaines et industrielles dans une large perspective écologique, tout en tenant compte de l'assainissement des situations existantes.

DENMARK

Erling Rørdam, Head of Water Resource and Supply Department, Ministry of the Environment

1. The national system of protection

1.1 General policy for protection of aquifers in Denmark

In Danish water policy the protection of groundwater is similar to the protection of surface water. In principle, it is prohibited to pollute groundwater as well as surface water with substances and liquids. In practice the administration of the groundwater protection is more strict than the administration of surface water protection, because 98% of the water supply in Denmark is based on groundwater abstraction.

1.2 The legal framework of the protection

Protection of aquifers against pollution is based on the Environmental Protection Act (Act no. 372 of June 13, 1973), part 3, section 11, which is as follows:

Part 3—Protection of Water Supply Interests

Section 11. Surface water, drain water, waste water and other liquids likely to pollute the ground water may not without permission from the Minister for Environmental Protection be discharged into the soil or sub-soil through cesspools, borings, drains or other installations. Containers for liquids and substances likely to pollute the ground water—not including tight containers used exclusively for liquid manure or silage effluent—may not be placed in the soil without permission from the Minister.

Subsection (2). The Minister may issue regulations to prevent pollution and risks of pollution of the ground water by the liquids and substances mentioned in subsection (1) of this section, including regulations on supervision and on design and emptying etc. of containers for such liquids and substances. Moreover the Minister may issue regulations on charges.

Subsection (3). Permits issued pursuant to this provision may be modified or revoked any time without compensation when advisable because of pollution risks to water supply plants, when sewerage allows other discharge methods, or for any other reason of environmental protection. This shall also apply to installations which with or without permission were legal when this Act came into force.

In practice the minister has transferred his powers according to the Act to The National Agency for Environmental Protection, the regional councils and the local councils according to some statutory orders, among others: Statutory Order no. 386 of August 21, 1980, on control of oil tanks and pipes.

Statutory Order no. 139 of April 15, 1980, on the discharge of waste water into or on the soil (the rules are so strict, that in practice it is only possible to get permission to discharge waste water from private households in rural districts and in holiday cottage areas near the coast and to irrigate waste water from agricultural production). Rules and practice are in accordance with the EEC council directive on the protection of groundwater against pollution caused by certain dangerous substances.

Beside this there is a special Act on Disposal of Oil and Chemical Waste (Act no. 178 of May 24, 1972).

According to section 48 in the Environmental Protection Act the local councils shall see that the act and regulations issued under the provisions of the act are observed. The local council shall see that orders and prohibitions be complied with and that terms and conditions laid down in connection with approval and permission be observed. Where an order or a prohibition is not complied with within the time limit stipulated, the local council may cause the measures in question to be carried out at the expense of the person to whom the order or prohibition was issued.

2. Principal problems

On the whole the Danish groundwater quality is good, owing to the national climate and hydrogeological conditions and the fact that every potential groundwater resource is well supervised.

Groundwater quality problems are limited to:

- 1) Areas near the coast and on small islands with saline water intrusion
- 2) Heath areas in Western Jutland with sandy soil and increasing nitrate problems and
- 3) Areas where the chalk or limestone is not covered by overlaying clay or other low-permeable layers.

In some of these areas an increasing content of nitrate is found under cultivated soil. Microbiological pollution is normally only seen in rare cases of local wells where the cause of the pollution can easily be found. The greatest Danish problem related to groundwater protection seems to be old landfills with waste from chemical industries. The Environmental Protection Act makes it possible to order the landowner to take the necessary measures to prevent the risks from such landfills, e.g. to remove the waste. In practice it may, however, be difficult to give such order, if the present landowner was ignorant of the landfill when he bought the estate, and if the cost of the measures are high. In such cases the state or the regional or local councils have paid the cost wholly or partly.

3. Technical measures of protection

In cooperation with the Geological Survey of Denmark the regional and local councils and the National Agency of Environmental Protection are preparing a national monitoring network with current reports of raw water and drinking water analyses data. In special cases mathematical models based on hydrological data and tracer surveys have been made to map the extent of pollution. It is prohibited to recharge surface water or waste water to the underground.

4. Assessment of most acute problems

The most acute problem is the old landfills with chemical waste. A mapping of the old landfills is going on—as is described in the Danish contribution to general report no. 5 water quality standards. When this mapping is fulfilled the NAEP will decide on the necessary action.

FINLAND

Esko Mälkki, PhD, Hydrogeologist National Board of Waters, Finland Office for Water Supply and Sewerage, PL 250, 00100 Helsinki 10

1. National system of protection

1.1 General policy for protection of aquifers

Protection of ground water is directed mainly to aquifers that, owing to their location or technical properties, are suited to water supply. Such aquifers have been listed and surveyed, and they are known as 'important ground water areas'. Their protection is implemented through legislative means and land-use planning.

The general objectives in the protection of aquifers are similar to those for surface water. The main differences are the important ground water areas that form a special group to which intensive protection is applied.

1.2 The legal framework of protection

The Water Act bans the pollution of ground water. In addition to this ban the Water Court may designate a certain area as a ground water protection zone. This procedure is especially effective against future polluting activities, but it is less effective as regards existing activities that are too costly to eliminate. The costs accruing from the protection measures impede the protection of aquifers. The authority supervising the protection of aquifers is the National Board of Waters. The supervision focuses in particular on activities that alter the natural state of the aquifers, such as the extraction of soil. The polluter can be made to compensate for the harmful effects of pollution.

2. Principal problems

2.1 General trends in quality

No changes in the general quality of the ground water are known as yet. Some short-term observations, however, may indicate at least local increase in heavy metal concentrations. It is also possible that the acidification of rainwater may have resulted in slight changes in ground water quality.

2.2 Deficiencies in the legal system

The Water Act allows the establishing of protection areas for intakes at aquifers that are presently used for water abstraction or for intakes for which permit applications have been submitted to the Water Court. However, it should also be possible to establish protection areas for aquifers that will probably be taken into use later.

2.3 Principal pollutants

The principal pollutants of ground water are oil products that have found their way into the soil as well as other impurities originating from extraction and handling of mineral soil. The effects of pollution have still been local. The increase in the nitrate concentration has mainly been caused by water quality changes due to increased water abstraction from the aquifer (i.e. increased flow into the aquifer from the surrounding areas of higher nitrate content). Saline ground waters have been encountered locally in aquifers in contact with sea water and to lesser extent elsewhere.

2.4 Micropollutants

Small-scale pollution is caused by polluting substances percolating into the ground water from fur animal farming, by loading from settlements not served by sewers, and pesticides. Salts applied on roads also cause changes in the water quality of nearby aquifers.

3. Technical measures of protection

Aquifer protection is carried out especially in the so-called important ground water areas (c.f. Section 1.1) by determining the protection areas on the basis of the investigated hydrogeological conditions and defining the necessary restrictions on land-use, and by controlling and supervising activities and land-use in the area. In this respect the advance notification procedure required from facilities that may form a ground water hazard is of great importance.

The principal monitoring system is formed by the water intakes, where water quality is continuously observed. Another important element of the monitoring system are the precipitation stations where water quality samples are collected, and the network of ground water stations in unpolluted areas. The data from these sources is processed by computer. Mathematical models are not used in this context at present.

4. Assessment of most acute problems

Current problems are related, either directly or indirectly, to the extraction of soil in the aquifer area, to oil leaks from corroded subterranean oil tanks, and to the pollution risk caused by the network of roads that often cross the aquifer area. It is obvious that protection of aquifers requires also legislative measures.

FRANCE

Michel Clouet d'Orval, Compagnie Générale des Eaux, 52 rue d'Anjou, 75008 Paris

La protection des eaux de surface s'articule autour d'une politique d'objectifs de qualité. La concertation des usagers aboutit à un compromis entre deux rôles contradictoires du milieu naturel: fournir une eau de qualité acceptable et recevoir un flux de pollution. Au contraire, la politique de protection des eaux souterraines vise à faire jouer aux nappes le rôle unique de fournisseur d'eau de qualité, avec l'idée suggérée par la loi, de les spécialiser préférentiellement pour l'usage noble de l'alimentation en eau potable des distributions publiques. Cette différence de conception d'utilisation des deux types de ressources s'explique simplement: les eaux souterraines ont une qualité intrinsèque meilleure, elles sont naturellement mieux protégées, enfin les systèmes cachés et complexes dans lesquels elles cheminent ont des temps de réponse très longs, si bien qu'il vaut mieux ne pas les contaminer si on ne peut appréhender correctement les effets qui en résultent.

La législation française, principalement la loi sur l'eau de décembre 1964 et les textes qui la complètent, prévoit deux ensembles de mesures pour protéger les eaux souterraines:

- à l'amont, l'obligation de soumettre à autorisation les rejets, épandages, dépôts et enfouissements qui dépassent un flux toléré de pollution, et de suivre les procédures plus ou moins complexes suivant qu'il s'agit ou non d'établissements classés insalubres, incommodes ou dangereux;
- à l'aval, l'obligation—au moins pour les captages de distribution publique mis en service après 1964—d'établir trois périmètres de protection (immédiat, rapproché et éloigné) et de demander l'autorisation de dériver les eaux.

Malgré l'existence de quelques lacunes—par exemple, le manque de moyen pour lutter contre la pollution agricole—il semble qu'à long terme, un bon niveau de protection puisse être atteint par application de la législation actuelle; cependant, nous héritons aujourd'hui d'une situation qui, si elle n'est pas alarmante, n'est pas parfaite, nos prédécesseurs ayant 'subi' le développement agricole, industriel et urbain, sans trop se soucier de ses conséquences sur

l'environnement. Le temps de réponse des nappes à la pollution étant très long, il n'est pas rare de constater aujourd'hui des pollutions dont les causes remontent à plusieurs années, voire plusieurs décennies.

Les distributions publiques d'eau potable utilisent préférentiellement et le plus souvent l'eau souterraine, à la fois plus proche et mieux protégée, mais elles se trouvent aujourd'hui confrontées à des problèmes qui disparaîtront sans doute à terme, mais qui, dans l'immédiat, obligent soit à diversifier les points d'eau par multiplication des captages, soit à employer des procédés de correction de la qualité de l'eau.

La vulnérabilité des champs captants est un souci permanent du distributeur d'eau. On peut l'étudier, soit à titre préventif, soit lorsqu'il y a pollution au voisinage d'un captage, au moyen de modèles mathématiques de type 'hydrodispersif' maintenant très au point; toutefois, on se heurte souvent au degré de complexité du milieu souterrain et à la méconnaissance des paramètres à introduire, car ceux-ci dépendent de l'échelle de la représentation et de la 'discretisation'.

Les champs captants situés en nappe alluviale, en bordure de rivière, sont naturellement plus vulnérables car ils peuvent solliciter l'eau de la rivière. Il est cependant possible dans ce cas, de s'affranchir des pollutions passagères de la rivière en pratiquant la réalimentation artificielle par des bassins de capacité suffisante maintenus à des niveaux adéquats (aménagement d'anciennes gravières en bassins de réserves, storage et infiltration).

La pollution agricole, jadis controversée, est aujourd'hui reconnue: elle est surtout due à l'infiltration de nitrates en excès (phosphates et pesticides également). Sachant que le niveau guide des normes européennes pour l'eau potable est de 25 mg/l de NO_3 (CMA = 50 mg/l) et que cette norme devra être appliquée en France à partir de 1985, les pouvoirs publics étudient actuellement, en concertation avec la profession agricole et les usagers, les différentes dispositions à prendre pour l'enrayer. Peut-on épandre moins d'engrais, optimiser les assolements en laissant percoler moins de nitrates dans le sol sans

abaisser exagérément les rendements? Si oui, peut-on inciter les agriculteurs à le faire? Ce sont des questions auxquelles on souhaite une réponse rapide. Dans l'immédiat, les distributeurs devront souvent mettre en oeuvre des traitements de dénitrification maintenant au point.

La pollution industrielle—hydrocarbures, solvants organiques, métaux lourds—dont nous subissons encore les effets dans quelques cas, est certainement aujourd'hui en voie de régression: les déchets toxiques sont traités dans des centres spécialisés, les déchets spéciaux sont déposés sur des décharges contrôlées à fond étanche ou rendu artificiellement étanche (cas de la Fosse Marmitaine dans la région de Rouen).

La pollution domestique, bien que moins néfaste à cause des meilleures possibilités d'autoépuration, fait aussi l'objet d'une attention particulière: l'assainissement individuel a subi des améliorations techniques (on peut cependant s'interroger sur l'opportunité du développement de l'assainissement autonome qui n'apporte pas toutes les garanties pour la protection des nappes);

l'assainissement collectif fait également des progrès pour épargner les nappes: diagnostics de réseau, meilleures performances des stations d'épuration, souci d'une bonne implantation des rejets.

A propos des actions d'incitation, le rapporteur pourra se référer à une note rédigée par une Agence de Bassin, jointe en annexe. Pour conclure, on peut affirmer qu'en France la lutte pour la protection des nappes est une réalité, mais, bien sûr, elle ne peut porter réellement ses fruits qu'à long terme et qu'au prix d'un effort soutenu. Il est à craindre qu'à court terme il faille de plus en plus souvent mettre en oeuvre des traitements de correction qui seront quelquefois complexes et onéreux à mesure que la sévérité des normes s'accroît et que davantage de produits suspects sont détectables par l'analyse. On peut souhaiter la mise en place d'un réseau de surveillance systématique de la qualité des eaux souterraines (comme pour les eaux de surface), un renforcement des moyens des pouvoirs publics pour assurer plus efficacement la police des eaux et celle des établissements classés, et, surtout, une prise de conscience collective par l'information (médias, association de défense de la nature, etc.).

GERMANY

Dr Ing. Karl Th. Rager

The high percentage of groundwater and springwater in water production for the public water supply in the Federal Republic of Germany (Fig. 1) is the result of the priority given for years to groundwater in water pollution control and in alternative means of water production.

PUBLIC WATER SUPPLY IN THE FEDERAL REPUBLIC OF GERMANY WATER PRODUCTION 1975

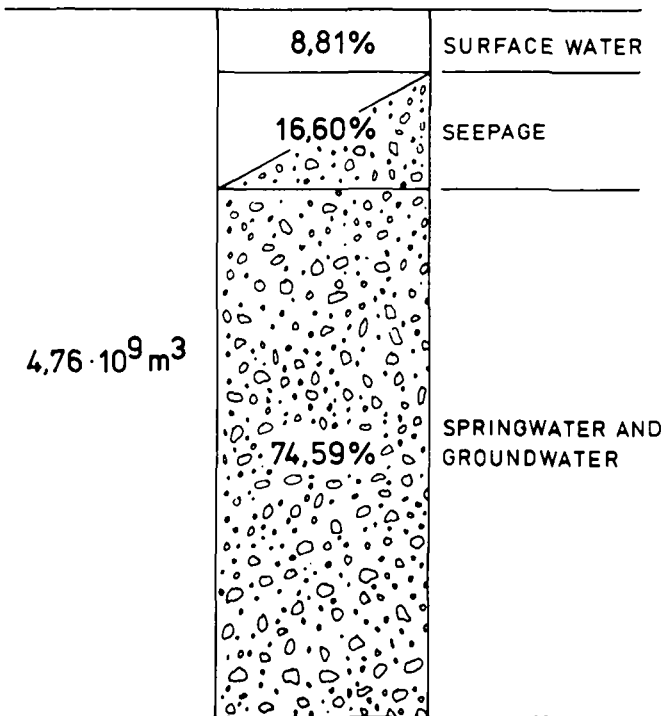


FIGURE 1

In general, the 'Gesetz zur Ordnung des Wasserhaushalts des Bundes—WHG' (Water Resources Act of the Federation) of July 27, 1957—revision of October 16, 1976—is applicable, the Länder filling out this framework with their own water laws. Art. 34 of the WHG provides that substances must not enter the groundwater or may only be stored or disposed of unless there is no danger of harmful contamination or other detrimental alteration of groundwater properties. Basically, however, the only requirement for permission to introduce waste water into surface waters is that the quantity and noxiousness of the waste water be kept as low as possible by the latest standards of technology (Art. 7a WHG). Furthermore, in the interests of present or future public water supplies, water protection

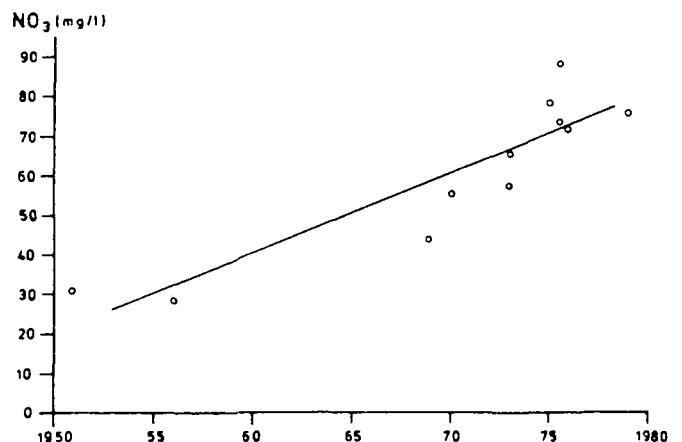
areas may be set up in which specific acts are prohibited or restricted (Art. 19 WHG). Violations are punishable by fine or prison sentence, depending on their type and seriousness. The water company, according to the Drinking Water Regulation, is charged with analyzing specific hygienic, chemical and physical parameters at specific intervals and by specific methods. The public health offices are the supervisory bodies for this. There are no deficiencies in legislation regarding the protection of groundwater.

Despite the undisputedly high quality of most of the groundwater used for public water supplies, there is a trend toward deterioration of its chemical and bacteriological qualities, particularly in the case of the rising percentage of nitrate (Figure 2). Relatively rare, but all the more disquieting is the appearance of chlorinated hydrocarbons in the groundwater. The loading of groundwater by salt water is significant in the coastal regions and off-shore islands, being otherwise restricted to isolated cases. Trace substances, e.g. heavy metals, have reached critical rates only in a few exceptional cases. Bacterial contamination occurs as a rule where there are no fully effective protection areas.

Next to general measures of water pollution control of the determination of groundwater protection areas is of high significance in aquifer protection (Figure 3). All scientific, hygienic and technical aspects of significance in marking off such protection areas and setting up restrictions for the individual zones are discussed in DVGW Arbeitsblatt W 101 (February 1975). Figure 4 shows a scheme of

INCREASE OF NITRATE IN GROUNDWATER

IN A CATCHMENT AREA WHERE ALSO INTENSIVE
FARMING IS PRACTISED



LOCATION: POCKING (LOWER BAVARIA)

AQUIFER: QUATERNARY SPLIT GRAVEL

OVERBURDEN: 0-15/20 cm HUMUS

15/20-65/80 cm LOAM/GRAVEL

FIGURE 2

Figure 3. Groundwater protection areas for the public water supply in the Federal Republic of Germany in 1981

Protection areas	Number	Area (km ²)	Percentage of the area of the Federal Republic of Germany	
Necessary altogether	14 000 (= 100%)	Zone I and II Zone III*) Sum	3 261 21 980 25 241	1,3 8,9 10,2
— established	6 700 (= 48%)	*) If is a subdivision of Zone III in Zone IIIA, and Zone IIIB then only Zone IIIA is shown.		
— in processing	4 100 (= 29%)			
— processing hasn't started yet	3 200 (= 23%)			

protection area zoning. The external border of Zone II is defined by the 50-days-delay-line. This is based on the experience that bacteria which have entered the groundwater are eliminated after a residence time of 50 days. In Zone II only agriculture and forestry should be permitted. Construction is permitted in Zone III, provided that waste water is completely and safely removed from the protection area. Should chemical impurities penetrate into the groundwater from Zone III, no general prediction can be made as to whether they will advance as far as the well area, as chemical compounds vary as to their degradability and solubility. The chemical parameters which have to be analyzed on a regular basis in accordance with the Drinking Water Regulation constitute only some of the possible noxious substances. The adaptation of the Drinking Water Regulation to the EC Regulation of July 15, 1980 'on the Quality of Water for Human Consumption', will raise the number of parameters to be analyzed. The quality of the groundwater, however, is also monitored regardless of its use.

Mathematical flow models are used in large groundwater production areas to calculate the boundary flow lines or the 50-days-delay-line, for example, under various hydrological conditions. Work is being done in the developing of substance transport models for the evaluation of groundwater contamination and the transport of harmful substances in water.

The main points of emphasis in research are the self-purification properties of aquifers with regard to bacteria, vira and chemical pollutants, as well as the possibilities of preventing the contamination of groundwater by chlorinated hydrocarbons and their removal.

SCHEME OF A GROUND WATER PROTECTION AREA

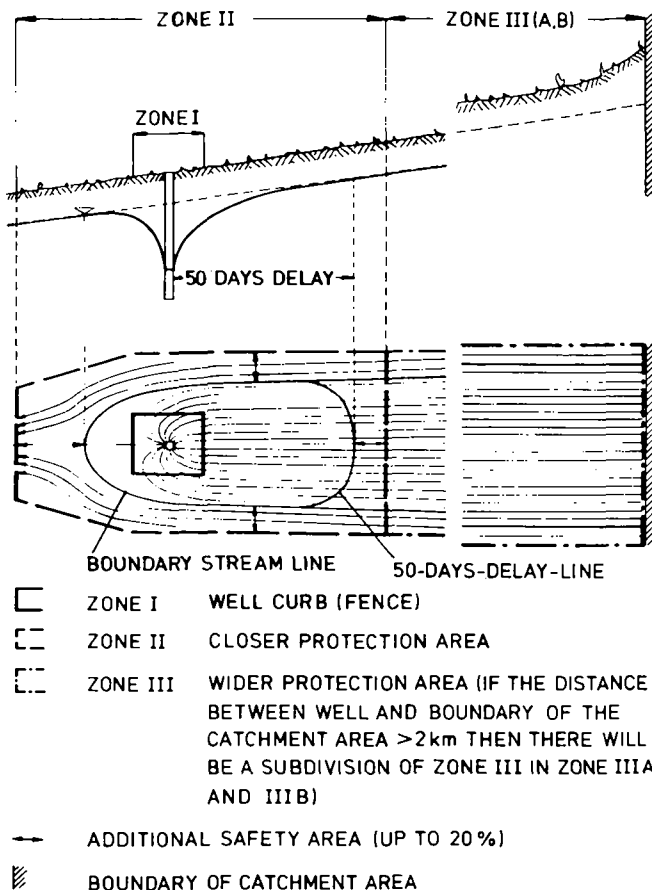


FIGURE 4

IRELAND

Mr O. Boyle, BE, Department of the Environment, Custom House, Dublin 1

1. National system of Protection of Groundwaters

1.1 Local Government (Water Pollution) Act, 1977

The main instrument for protection of waters including aquifers is the Local Government (Water Pollution) Act, 1977. The Act places a general prohibition on the entry of polluting matters to waters. The prohibition does not apply to trade or sewage effluents, which are subject to a licensing system operated by 32 specified local authorities in the case of discharges of waters. The licensing system applies to both existing and new discharges, but certain discharges, principally discharges from public sewers, are exempted.

The licensing authorities are empowered to grant a licence, with or without conditions, or to refuse to grant a licence. Licences are subject to review at intervals of not less than three years or at any time in certain circumstances, such as a threat to public health. Any person has a right of appeal to the Planning Appeals Board against the grant or refusal of a licence.

Another important provision of the Act is that which enables local authorities to make water quality management plans for the waters in their areas, or to consult with other local authorities in the making of joint plans. The local authorities are obliged to carry out, or to see that

there is carried out, such monitoring of discharges and waters as may be necessary for the performance of their functions. The Act also provides a safeguard against potential pollution from storage of polluting matter, whereby a local authority may serve on any person having custody of polluting matter, a notice specifying the measures which must be taken in order to prevent the entry of such matters to waters.

Sanctions for contravention of the various provisions of the Act vary from a fine not exceeding £250 (together with a fine not exceeding £100 per day for a continuing offence) on a summary conviction, to a fine not exceeding £5,000 (together with a fine not exceeding £500 per day for a continuing offence) and/or imprisonment for a term not exceeding two years on conviction on indictment.

1.2 The European Communities (Waste) Regulations, 1979

These regulations have been introduced in Ireland primarily to give effect to Council Directive of 15th July, 1975 on Waste (75/442/EEC). The objective is to control disposal of waste in such a manner as to

prevent damage to the environment, particularly groundwater. The main provision of the Regulations relate to the establishment of a permit system for undertakings which treat, tip or store waste on behalf of third parties, and a supervisory system for undertakings which dispose of their own waste or collect the waste of others. They also provide for a plan embracing the essential factors to be taken into consideration in respect of the various waste disposal operations.

Operation of the permit and supervisory systems and responsibility for preparing the above plan fall to the same 32 local authorities which have responsibility for licensing of discharges to waters under the 1977 Water Pollution Act.

Sanctions against contravention of the provisions of the Regulations include a fine not exceeding £600 and/or imprisonment for 6 months.

1.3 Council Directive of 17 December 1979 on the protection of groundwater against pollution by certain dangerous substances (80/68/EEC)

This Directive requires the Member States of the European Communities to:

- (a) prevent the introduction into groundwater of substances in List 1 of the Directive, and
- (b) limit the introduction into groundwater of substances in List 2.

The instruments employed in Ireland to implement the provisions of this Directive are:

- (i) The Local Government (Water Pollution) Act, 1977
- (ii) The European Communities (Waste) Regulations, 1979.

ITALY

G. Battaglia & N. Sottani, Italy

The protection of the waters be they superficial or underground is currently pursued in Italy with technical instruments and specifications covered by Law No. 319 of May 10, 1976 'Specifications for the Protection of Waters from Pollution' amended with Law No. 650 of December 24, 1979.

The underground discharges in the presence of water-bearing strata used for drinking water are prohibited and in other cases are allowed only on exceptional occasions. The discharges must satisfy within 1986 the most restrictive acceptability limits foreseen by the law. The law is aimed to protect the waters and the soil and underground with ambient ecologies and with the objective of economical use of the water resources.

Polluting inputs or diffusions not consequent to discharges are subject to the pre-existing legislation which, even if only sectorial and incomplete, offers the magistracy a series of specifications applicable for the protection of the waters. The Penal Code which foresees the punishment of who poisons, corrupts or tampers with the waters before they are drawn or distributed is applicable.

The laws 319 and 650 subdivide the various specifications and operative competences between the State, Region, Province and local body which constitutes the existing administrative structure. The qualitative control and the authorization for the discharges are assigned to the local bodies. The technical controls are assigned to the provincial laboratories. The data collection and the water reclamation plans concern the Regions.

The legislation does not propose repressive objectives but on the contrary incentives to improvement and the sanctions do not affect those who have polluted but who omit to supply data relevant to the

current discharges and abstractions.

Imprisonment penalties of up to a maximum of two years or fines up to 10 million lire are possible. The sanctions are more severe where the offences specified in the Penal Code are involved.

The qualitative situation noticeably varies in the various regions as it is strictly connected to variables of the geomorphologic and hydrologic-quantitative type which feature the vulnerability of the water system and to the socioeconomic variables represented by the civil productive installations and by the agricultural and zootechnical activities which constitute the discharge generating and potential polluting factors.

A recent survey carried out by FNAMGAV relevant to thirty aqueduct services of the Central Northern Italia area which completely or mainly utilize underground waters for the requirements of 380 communes and 7,200,000 citizens in an area of approximately 5,800 km² showed that for one third of the services the underground water-bearing strata registered during the past ten years a qualitative deterioration particularly pollution by hexavalent chromium and chlorinated solvents.

Pollution has been found in highly industrialized localities, in terrain with sedimentary and lenticular features and where the presence of intensive wells does not warrant the separation of the various water-bearing strata. Salt water infiltrations are not rare owing to excessive abstracts or to the presence of dolomitic or shallow calcareous substrata. There are no serious cases of faecal contamination. Recharge of the water-bearing strata has not found significant application to date.

NETHERLANDS

Drs H. G. van Waegeningh, National Institute for Water Supply, Voorburg, and Ir J. Zweegman, NV Water Company for the Province of Groningen, Groningen

1. National Protection System

1.1 In pursuance of the provisions of the Surface Waters Pollution Act 1970 it is the intention before 1985 to render the various surface waters suitable for certain purposes (preparation of drinking water, for the use of swimming, etc.), by a planned restriction of pollution.

As regards ground water, however, efforts are aimed at maintaining the original quality, i.e. preventing any deterioration. This requires a more stringent approach in view of the lasting and often far-reaching effects of pollution and the limited means of redress available.

1.2 At present there is no general legislation in the Netherlands which is specifically aimed at the protection of aquifers. Other legislation, including the Nuisance Act and the Town and Country Planning Act, are made the fullest possible use of. Furthermore, a number of Provinces enacted their own directives. Finally, the 'Directives and Recommendations for the Protection of Ground Water Catchment Areas' are an important basis of government policy in the field.

Under the Soil Protection Bill (to be enacted in 1982) the ground water catchment areas will get more protection than the rest of the territory of the Netherlands. Though there will be government inspection, the implementation of the Act will be the responsibility of the Provinces. As yet very little is known about sanctions imposed by the Act.

2. Principal problems

2.1 Generally speaking, the ground water quality in the Netherlands

is good. It is true, however, that an increasing number of pollutions have been noted, which in a number of cases were discovered thanks to the advanced methods of analysis of micro-pollutants. The sources of pollution are mainly dumping-tips of chemical wastes and leaks in the storage of oil products.

As a result of the activities of the agricultural sector, many parts of the Netherlands have to reckon with an increase of the nitrate content.

Air pollution will probably also be an important diffuse source of ground water pollution due to precipitation of pollutants. By contrast, salination will continue to be a localized source of trouble, because of good quantitative control of ground and surface water.

2.2 Recently the Emergency Act Soil Purification was passed by Parliament, after a number of discoveries of serious cases of soil pollution necessitated the taking of costly purification measures. This legislation enabled the planned tackling of cleaning-up operations in a large number of cases of serious soil contamination.

2.3 and 2.4 These aspects were already dealt with above.

3. Technical protection measures

3.1 The best protection is achieved by not allowing any activities in water catchment areas which carry a risk of causing pollution, even if technical precautions are observed. This starting-point resulted in the introduction of a number of zones around the catchment points (with limits of delay periods from the wells of 50 days, 10 and 25 years: see

figs 1 and 2). In this scheme increasingly less will be permitted as one gets nearer to the wells. (Reference is made to the special paper for further information).

If there are sources of pollution one cannot do without a monitoring network around the catchment areas. Since this does not provide an absolute guarantee of timely warning, regular and extensive sampling of wells will remain necessary. Models based on thorough knowledge of the geo-hydrological situation are often very valuable in determining the dimensions of the protection zones and when setting up a monitoring network. Furthermore, the Ministry of Public Health and Environmental Hygiene recently completed a national measuring network of 400 observation wells. This system is intended as an instrument in monitoring changes in ground water quality in the larger regions. This concerns quality changes brought about by diffuse pollution.

3.2 When recharging aquifers the origin of the natural ground water may render it necessary to expand the protected area.

4. Assessment of most acute problems

In the course of 1981 under the above-mentioned Emergency Act Soil Purification a stock-taking and systematic purification of local pollutants by chemical wastes was commenced.

Furthermore, Provinces and Municipalities are currently engaged in removing oil remaining in heating oil storage tanks which are no longer in use, and if possible rendering these old tanks unusable.

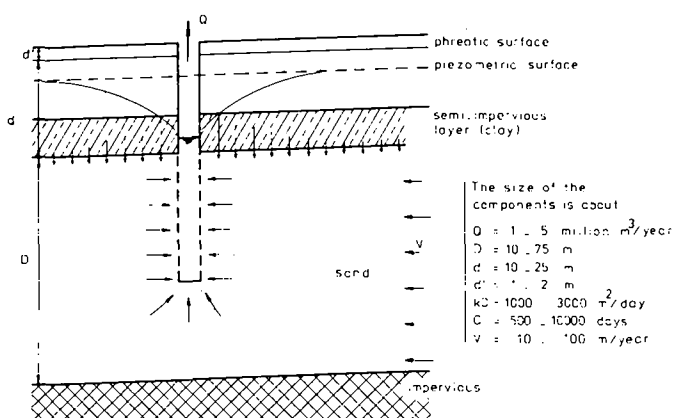
Appendices

Figure 1. General characteristics of a Netherlands ground water pumping station.

Figure 2. Classification of the protection areas in the Netherlands.

References

Committee of protection areas; Directives and recommendations for the protection of ground water catchment areas.
National Institute for Water Supply, Voorburg, the Netherlands, December 1980.



GENERAL CHARACTERISTIC OF THE SUBSOIL OF A GROUNDWATER CATCHMENT AREA IN THE NETHERLANDS (PARTIALLY PENETRATING WELL IN A SEMI-CONFINED AQUIFER)

FIG 1

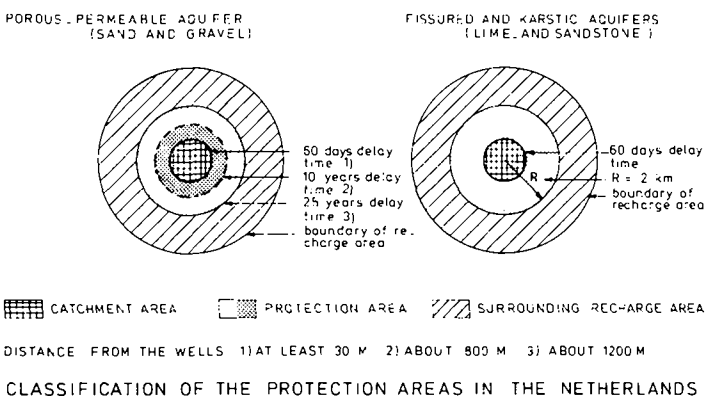


FIG 2

NORWAY

Knut Ellingsen, National Institute of Public Health, Geitmyrsv. 75, Postuttak, Oslo 1

1. National system of protection

1.1 The predominant type of Norwegian aquifers being utilized in waterworks, is the river-/lake-bank type of unconfined fluvial silt, sand and gravel. Some confined of the bank type, and some aquifers of sand/gravel type completely self-fed by precipitation are however in use. Numerous boreholes in hard rock are used for small water supplies. These are normally not subject to aquifer protection.

Protection of aquifers and surface water sources aim at maintaining two separate and independent hygienic barriers by protection of the raw water source and/or water treatment. Preferably the water source should be protected in the best possible way in order to minimize the need for water treatment.

For groundwater from a satisfactorily deep aquifer with an

advantageous earth profile, the earth itself is regarded as barrier number one. If in addition the infiltration area is well protected by regulations and efforts, barrier number two exists. In such cases no water treatment is required in addition for the sake of hygienic safety. See table 1.

For aquifers not filling the quality requirements, water treatment by disinfection is required. Even more extensive water treatment could be necessary if in addition the protection of the infiltration area is not complete.

1.2 The Water Pollution Act (1970) prohibits in general terms pollution of groundwater. This Act is maintained by the environment authorities. The legal basis for the protection of aquifers utilized in

Table 1. Water treatment claimed by the health authorities in order to maintain double hygienic safety of drinking water from alternative raw water sources in Norway

	Raw Water source		Water treatment		Total number of barriers
	Type	Number of barriers	Type	Number of barriers	
Alternative 1	Satisfactorily protected, deep and 'good' groundwater source in sand/gravel	2	(Disinfection installed, but not in regular use)	0	2
Alternative 2	Satisfactorily protected, deep and not too small lake	1	Disinfection	1	2
Alternative 3	Unsatisfactorily protected surface water source or groundwater source of unsatisfactory character not adequately protected	0	Coagulation sedimentation/ flotation and deep filtration + disinfection. Alternatively equivalent water treatment maintaining double independent hygienic safety	2	2

waterworks is found in the General Health Act (1860) and later regulations of 1951. These contain no specified prescriptions on how to protect aquifers, and are maintained by the health authorities.

2. Principal problems

2.1 Generally groundwater from public waterworks in Norway is good showing neither positive nor negative quality trends. The aim of protection is to secure this situation for the future. A major exception from this general rule is found in the Jaeren region of SW Norway where a greater part is heavily agricultivated resulting in increased NO₂-content of groundwater.

2.2 There is need for a Water Supply Act to be more specific on regulations, sanctions and positive means in order to ease the process of establishing specific protection measures for groundwater sources.

3. Technical measures of protection

3.1 On the basis of hydrogeological investigations the health authorities establish a protection area, see table 2. Restrictions are put down for the different safety zones, the more strict the lower the number of the zone, see table 3. Management of restrictions is the responsibility of the waterworks owner.

Monitoring networks, data analysis and mathematical models as means in management of protection have not been and are not in use in Norway.

3.2 Recharge of aquifers for public water supply is not practised in Norway until now (but might well be used in many places).

4. Assessment of most acute problems

Problems in Norway are not primarily associated with water quality now, but with the legal and economic means of the health authorities which could enable them to carry through protection measures more easily.

Table 2. Zone division system of protection areas of Norwegian groundwater sources. Division into subzones may be practised where conditions are favourable with respect to thickness of unsaturated zone, existence of negative hydrologic barriers or other reasons of importance.

Zone 0:	Nearest neighbourhood of well, 10–30 m from well.
Zone 1:	Close surrounding of well. Minimum travel time for groundwater to well: 60 days.
Zone 2:	The whole infiltration area.
Zone 3:	Safety zone including surface precipitation catchment areas of zone 2 and areas of possible uncertainty.

Table 3. Restriction categories. Measures are made more strict the lower the number of restriction zone is. Efforts, for instance putting down a sewage pipe or removing a house, may be carried out within the restriction area.

1.	Buildings and constructions
2.	Sewage
3.	Deposition/renovation
4.	Agriculture
5.	Industry
6.	Recreation
7.	Traffic
8.	Storing of chemical compounds

ROUMANIA

Ing. Ion Ghită, Adjoint en chef de la Section 'Protection de la Qualité des Eaux'—de l'Institut de recherches et projets pour la gestion des eaux, Bucarest

1. Description du système national de protection

1.1 En Roumanie la protection de la qualité des eaux souterraines représente une préoccupation d'une importance particulière pour le Conseil National des Eaux y compris de ses unités de recherche et territoriales; les aspects spécifiques sanitaires représentent également une préoccupation du Ministère de la Santé ainsi que de ses unités de recherche et territoriales.

En ensemble, la politique générale de protection des eaux souterraines est similaire à celle sur les eaux de surface et traitée d'une manière unitaire au niveau territorial sur les grands bassins hydrographiques du pays. Certaines particularités apparaissant concernant les problèmes spécifiques des eaux souterraines de profondeur.

Dans la protection des couches aquifères on tient compte du fait qu'à l'utilisation des eaux souterraines il faut tout d'abord satisfaire les demandes en eau de la population par rapport à d'autres usagers—les ressources naturelles pouvant être utilisées seulement dans d'autres buts dans la mesure où les demandes d'alimentation en eau potable ne sont pas affectées.

1.2 Le fondement de la législation sur la protection de la qualité des eaux souterraines est représenté par 'La loi des Eaux' acceptée par la Grande Assemblée Nationale de la République Socialiste de Roumanie en 1974.

Pour les ressources en eau souterraine utilisées pour l'eau potable on applique en même temps le Décret no. 1059 de l'année 1967 par lequel on établit également les zones de protection sanitaire de ces ressources.

Conformément à la Loi des Eaux ont été établies les attributions de direction et de contrôle du Conseil National des Eaux et sur plan local par les directions de gestion des eaux des bassins hydrographiques et au niveau de l'administration de l'Etat par les Offices départementaux de gestion des eaux. Un rôle important dans les actions de contrôle revient à l'Inspection d'Etat des Eaux du Conseil National des Eaux.

Le contrôle est exercé autant sur les sources de pollution qu'au niveau des usagers d'eau et les sanctions sont graduées selon la gravité des infractions à la Loi des Eaux, amendes différenciées, jusqu'à des punitions pénales sévères.

2. Problèmes principaux de la protection des eaux souterraines

2.1 Tendances générales de dégradation

Bien qu'à présent ne sont pas mises en évidence les tendances générales de dégradation de la qualité des eaux souterraines sur plan

local on signale quelque fois, à une fréquence élevée, des pollutions des couches phréatiques par les hydrocarbures, substances organiques, et bactéries, ainsi que certaines substances chimiques.

Dans les zones des dépôts de scories et de cendres des grandes centrales thermiques fonctionnant par l'incinération des charbons inférieurs, on a mis en évidence une pollution accentuée du phréatique par les sulfates. Dans certaines zones rurales aux sols légers, particulièrement où l'on pratique l'irrigation, on a signalé des pollutions du phréatique par des nitrates et, plus rarement, par des pesticides.

On a signalé encore des pollutions dans certaines zones de raffineries et d'industries chimiques, de conduits de transport des produits pétroliers ou chimiques et d'unités zootechniques.

2.2 Dans l'étape actuelle on n'a pas signalé expressément de lacunes des réglementations existantes.

2.3 Comme on a déjà présenté au point 2.1 on peut considérer parmi les agents principaux de pollution du phréatique—les hydrocarbures, les substances organiques et les bactéries, ainsi que certaines substance fertilisées utilisées en agriculture.

2.4 Certains problèmes particuliers à caractère local ont été mis en évidence par la pollution du phréatique par des micropolluants par mercure et pesticides.

3. Méthodes techniques de protection

3.1 Méthodes de gestion—le réseau de surveillance—obtention de données—modèles mathématiques

En Roumanie on a réalisé depuis plusieurs années un réseau national de base afin de surveiller du point de vue hydrologique les eaux souterraines.

A partir de certains forages de ce réseau, on obtient également des données sur la variation de certains indicateurs généraux de qualité de l'eau qui permettent dans certains cas de mettre en évidence des aspects sur l'influence de certaines sources de pollution.

A présent, un réseau spécial est en cours de constitution, afin de surveiller la qualité de l'eau des principales ressources souterraines du pays. Cette action se déroule par étapes sur les bassins hydrographiques en tenant compte des aspects complexes de la protection de la qualité des eaux souterraines par rapport aux particularités spécifiques hydrogéologiques des usagers d'eau, y compris des sources de pollution existantes. On prend en

considération un programme diversifié de prélèvement et d'analyse des essais d'eau qui tient compte en même temps des conditions naturelles de protection des aquifères.

Pour les sources importantes de pollution telles que les dépôts de résidus de certaines unités industrielles ou agricoles on a constitué et on constitue des réseaux locaux de surveillance de la qualité de l'eau phréatique qui pourrait être affectée par la pollution.

Les données sont obtenues et sont traitées au niveau local et au niveau des bassins hydrographiques; on tient compte du développement du traitement, de la centralisation et du stockage des données à l'aide des calculateurs, d'une manière similaire on procède à présent pour les données sur la qualité des eaux de surface obtenues dans le cadre du réseau national de surveillance de la qualité des eaux.

On tient également compte de la mise en pratique de la simulation mathématique dans le cas de certains aquifères d'une importance particulière ainsi que pour traiter, valider, emmagasiner et traiter les

données afin de mettre en évidence l'évolution de la qualité de l'eau par rapport aux conditions hydrogéologiques et aux usagers respectifs.

3.2 Protection dans le cas de réalimentation d'aquifères

Dans l'étape actuelle de développement de réalimentation des aquifères on poursuit l'obtention des données de base qui permettent le fondement de certaines mesures spécifiques de protection dans telles situations.

4. Problèmes prioritaires

On estime en tant que problème prioritaire la finalisation de l'action d'inclusion des aspects souterrains dans le cadre du système national de surveillance de la qualité de principales ressources en eau du pays.

SPAIN

E. Custodio

1. Introduction

Spanish Water Law is over 100 years old and in spite of its high value as a legal document when it was promulgated, groundwater is not sufficiently covered. Groundwater mainly remains a private commodity, and since ground-surface water relationships are frequently ignored, the public administration has largely avoided direct actions to protect or control groundwater, and consequently groundwater monitoring has a low priority.

2. National system of protection

A national groundwater well sampling and monitoring program is under way by the Instituto Geológico y Minero de España. Generally two samples per year are analysed for major ions and characteristics, and cover part of the main groundwater reservoirs. Other monitoring programs have been developed by agencies of the Hydraulic Works General Directorate, but do not have a regular pattern comparable and related to the surface water quality observation network; monitoring teams do not exist or are very understaffed and underfunded.

The legal framework for protection is very limited and difficult to apply since it is uneasy to intervene in what many lawyers consider the private domain. Thus, sanctions are usually not applied, except when public surface waters are clearly affected, though frequently the sanctions are too low. Corrective measures have been imposed in some cases of oil leakages or toxic wastes disposal in pits or fields.

The main activity of the public health agencies has been the closing of supply or domestic wells when contaminated. There is not a systematic monitoring, but there are municipal pharmacists who care about this and inform the Public Health Services. That task is greatly favoured in the new Autonomous Regions, and more substantial sanctions can be applied to those that consciously trespass the regulations.

The Instituto Geológico y Minero is now heavily involved in the publication of maps to guide siting of urban solid waste disposal (1/50,000 scale), and the Autonomous Regions are engaged in a general inventory of such possible sites.

3. Principal problems

Though the information about aquifer pollution is highly variable, from fairly good to almost nil, and frequently the population and public administration is not aware of the problems, some areas must be considered heavily polluted, especially in the NE area, perhaps since it is the most active area and the best studied.

Sea water encroachment is frequent along the Mediterranean coast, and affects many areas of the most productive aquifers, and the situation is steadily worsening. Present regulations cannot cope with that problem, especially in areas very short of water. In summer some urban areas and industries receive groundwater of more than

5 g/l salinity, sometimes exceeding 10 g/l. Salinity also affects agriculture, which in some instances must survive with brackish water for irrigation, thus increasing dramatically the water demand in order to maintain sufficient salt flushing which is accompanied by an excessive flushing of nutrients and fertilisers.

In some areas nitrate accumulation is a great concern. Values over 50 mg/l are frequent, and in some areas more than 500 mg/l can be found.

Disposal of domestic refuse into excavations, that sometimes reach the water table, create problems of severe pollution. Similar results are found when farm and urban sludges are deposited on the land. Many cases of iron and manganese build-ups in the water have been reported. Near Barcelona the pollution extends to the sea water that encroaches through the sludge loamy sea bottom.

Most of the industrial problems are related to hexavalent chromium, with values widely exceeding 1 mg/l in some areas. In other areas, industrial residues dispersed in 'inert' filling materials have created localized boron pollution in agricultural areas. Food industries and agroindustries are sometimes blamed for aquifer pollution but the documented information is scarce.

Hydrocarbons have raised some problems in Catalonia, and a case where seepage has produced fire and explosions in underground works has been reported. Very little information exists on toxic organic components, but some dangerous cyclic hydrocarbons have been detected.

Mine-water contamination and mine-related pollution exists but available data are very scarce. Potash mining is responsible for salt pollution in the rivers to which the residual brines are disposed.

4. Technical measures of protection

The monitoring network is very recent, covers only a part of the territory and only major components are controlled. Automatic data processing is not yet established and no groundwater quality models are in use, though it is expected that the situation may improve in the near future as a consequence of the Government Water Plan, now in operation.

The protection of water prior to or during recharge to the aquifers is almost nonexistent, but the rough topography of the country generally favours the recharge areas being free of many polluting activities. When the aquifers are recharged through river infiltration, naturally or through induced recharge, the enforcement of river pollution regulations is becoming effective. When artificial recharge is practiced, the water quality aspects are generally considered in enough depth.

5. Assessment of most acute problems

The most acute problems are sea water encroachment in coastal areas, and nitrate build-up, though in some areas pollution by industrial wastes is dominant.

SWEDEN

Lars Lysén, Director, Gothenburg Water and Sewage Works

In a modern industrial country such as Sweden, planning and decision-making on water questions are closely intertwined, to form a complicated pattern of legislation and regulations on water supplies, health and hygiene, nature and environmental protection and so on.

The most important regulating tool is the system of pre-examination, in which hearings, held by the National Swedish Board for Environment Protection, the Franchise Board for Environment Protection, or the County Administration, decide on the case.

Water consumption has risen rapidly in Sweden in recent years, but during the 70s has levelled off. According to the latest available statistics the following amounts were extracted from local authority water catchment areas in 1979.

Ground water	450 million m ³
Surface water	515 million m ³
Total	965 million m ³

At the same time as consumption increased, the concentration of chemical pollutants in the water sources of urban areas rose to almost catastrophic levels.

Intensive activity took place during the 60s and 70s with the object of improving the water supply situation, and considerable efforts are currently being made to keep a check on environmentally-hazardous industries. The public health committees and the county administration, with the backing of the health, water and environmental legislation prescribe regulations to prevent pollution of water supply sources. The new Environmental Protection Act, which came into force on 1st July 1981, will result in a tightening of supervision of water supply sources.

The risk of contamination with oil pollutants of ground water—and even of surface water—is a subject that has frequently been

discussed. A very important part of the practical work of water conservation consists of ensuring that oil storage depots and similar installations, which may constitute a hazard to water supplies, are suitably located.

Much of the country's water reserves have been subject to acidification. Some sources say that the number of lakes affected may amount to 20,000. Practically all lakes and waterways in lime-deficient forest areas are threatened by this widespread deterioration in quality, and it is necessary to cut down the acidic discharge as quickly as possible.

Can a water source be improved? The raw water supply to the city of Gothenburg, from the Göta River was so poor in quality in 1960, that there were serious doubts as to whether it should, in fact, be used. Strenuous efforts to extend the municipal and industrial effluent processing plants resulted in a very considerable improvement in the river water.

Competition between industrial companies often results in hazards to water quality. The joint formation of the Göta River Water Conservation Association (Göta Älvs Vattenvårdsförbund) by the local authorities and the industries along the river, has given much greater understanding of the need to protect the river, in spite of the many varied interests involved.

SWITZERLAND

Prof. E. Trüeb, ETH Zurich

1. National system of protection

1.1 General policy of protection of aquifers

In Switzerland general policy for the protection of aquifers is similar to the policy for surface water protection.

1.2 The legal framework of protection

This is covered by:

- Art. 24bis of the Swiss Federal Constitution
- the Federal Act on water pollution control, dated 08.10.71
- the General Water Protection Regulation, dated 19.06.72
- the Regulation about Waste Water Discharge, dated 08.12.75
- the Regulation for the Protection of Water against Pollution by Water Endangering Matter, dated 19.06.72 (VWF)
- the Technical Specifications for the Protection of Water against Contamination by Liquid Fuels and Propellants as well as against other Water Endangering Stored Liquids, dated 27.12.67
- the Guide Lines of the Federal Department of the Interior concerning the Water Protection Measures during Road Construction, dated 27.05.68

Thus, a legislative instrument is available which permits the Cantons to protect their aquifers very effectively. According to the VWF, the country is divided into the following water protection areas:

- Area A Utilizable ground-water and specially endangered bank areas of surface waters
- Area B Slightly permeable marginal zones of ground-water areas
- Area C Areas outside utilizable aquifers.

Within Area A Zones SI, SII and SIII form sections of special protection character with reference to existing or planned water catchment.

In the water protection Area A, facilities for the storage of liquid fuels and propellants are to be protected in such a manner, that any leakage- and handling-losses are made visible and can be retained. Normally, the tanks are situated in building cellars. In Area B it is sufficient to make any leakages visible. In all three areas the safety of the facility is to be ensured by a high standard of quality of materials, erection and construction.

As mentioned previously, control is effected by the Cantons. According to Art. 38 of the GschG, the penalty for intention is imprisonment or fine. If the perpetrator acts negligently the penalty is imprisonment of up to 6 months or a fine of up to SFr. 20,000.

2. Principal problems

2.1 General trends in quality

The quality standard for drinking water is defined in the Swiss Foodstuffs Book (SLB). Usually no problems arise in fulfilling the quality standard for ground-water. Exceptions are a few local contaminations caused by seepage of fuel-oil, waste water from a sugar factory resp. chlorinated hydrocarbons from chemical cleaners as well as through infiltration of reduced water from reservoirs of river-run power plants. Near the motorways the winter service (removal of snow by salt) makes itself felt by an increase in chloride content; the same holds true in agriculturally used catchment areas where the nitrate content shows a clear rise as a result of the intensive use of fertilizers.

2.2 Deficiencies in the legal system

The occasional abuses are not as much the result of deficiencies in the

legal system, as the result of the deficiencies in the execution of the legislation.

2.3 Principal pollutants

The principal contamination sources are:

- infiltration of reduced water from reservoirs of river-run power plants
- seepage of fuel-oil
- burden by salt as a result of road clearing in winter
- burden by nitrates as a result of intensive use of fertilizers
- seepage of chlorinated hydrocarbons during handling operations as well as from leaky pipes, above all from the chemical cleaners.

2.4 Micropollutants

Besides the chlorinated hydrocarbons mentioned in Art. 2.3, the contamination of the precipitation water by aerial pollution must be pointed out. For instance, the following critical values for the rainwater of 1979 in Zurich were measured:

— DOC	0,8 ... 2,3 mg C/litre
— Sulfate	2,5 ... 5,1 mg SO ₄ /litre
— Total phosphorus	10 ... 47 µg P/litre
— Nitrate	0,3 ... 1,05 mg N/litre
— Lead	40 ... 165 µg Pb/litre

In consideration of the enrichment of the ground-water by infiltration from surface waters including bank filtrate and artificial recharge, the 'Regulation about Waste Water Discharge' for running waters, which are directly used to feed utilizable ground-water fields, contains tightened up requirements for the BOD₅.

2.5 Use of ground-water for heat-pumps

With the increased use of ground-water for heating by means of heat-pumps, new conflicts of interests result for the utilization of ground-water for drinking purposes. Fundamentally, the utilization for drinking purposes has precedence. In order to minimize pollution sources, only wells for large heat-pumps should be permitted in utilizable ground-water fields. In the protective zones SI, SII and SIII, ground-water operated heat-pumps are normally not permitted.

3. Technical measures of protection

3.1 Methods of management, monitoring network, data analysis, mathematical models

The separation of ground-water protected zones is determined according to the 'Guidelines for the Separation of Aquifer Protected Areas, Ground-Water Protected Zones and Ground-Water Protected Areas', 1977. The optimisation of the consequences of agriculture is determined according to the 'Guidelines for the Protection of Aquifers in Agriculture' 1979. Both these guidelines were decreed by the Federal Department for Environmental Protection Control which also worked out, in 1979, a situation report about 'Nitrate in Drinking Water'. The surface waters, which feed the ground-water fields by natural infiltration or bank filtration, are kept clean according to the standards contained in the 'Regulation about Waste Water Discharge' dated 08.12.75. Control is effected by the Cantons.

Monitoring networks are maintained by the Cantons and in the protected areas of ground-water catchment by the water works themselves.

Data analysis by means of data banks is in the process of

realisation. Mathematical models for the control of quantity and quality are being tested.

3.2 Protection during recharge of aquifers

The protection is effected by fencing in the basins resp. the injection wells and by continuous control of the raw water quality. At the present time 10 facilities for the artificial recharge of the ground-water are in operation in Switzerland.



J. Partington, Chief Chemist & Bacteriologist, Lee Valley Water Company & M. Morgan-Jones, Geochemist, Thames Conservancy Division, Thames Water Authority

1. National system of protection

1.1 The responsibility for the protection of groundwater resources lies with the ten Regional Water Authorities in England and Wales and the seven River Purification Boards in Scotland. The Department of the Environment has responsibility for Northern Ireland. Each of the Authorities operates a system of aquifer protection related to their regional circumstances and the geological nature of their catchments. Some Authorities have formulated Protection Policies based upon the extent of permeable and impermeable strata within their catchment and the relationships with the surface water systems. An alternative approach has involved the production of guidelines outlining the hydrogeology of the catchment and indicating the Authority's likely response to specific activities. Such policies or guidelines are advisory and do not have any legal force. They are not intended to substitute for the detailed site assessment or investigation which may be necessary in a particular circumstance.

1.2 The legal framework of groundwater protection in England and Wales is embodied within a number of Acts. These Acts deal primarily with surface water protection. Prior to the implementation of the Control of Pollution Act 1974 Parts 1 and 2 the most important control on groundwater quality was exercised by the Water Resources Act 1963. This controlled discharges to the underground 'by means of any well, borehole or pipe'. The Control of Pollution Act 1974 has amongst other things widened the Authorities' powers to include control on any direct or indirect discharges to the underground. Prior to this Act Scotland was not subject to any significant legislative control upon groundwater. The Control of Pollution Act has brought Scotland into line with England and Wales. In Northern Ireland control is effected by the 1972 Water Act (Northern Ireland) and the Local Government Pollution Control Order 1978.

2. Problems

2.1 Trends

The only significant changes in groundwater quality in recent times are attributed to:

- Agricultural activity leading to increases in nitrate concentrations
- Coastal saline intrusion as indicated by increases in sodium chloride concentrations.

2.2 Legal

The present legal system, if properly applied should be adequate for groundwater quality control. However, it cannot control problems which may arise as a result of activities in the past.

2.3 Principal pollutants

The principal pollutants arising in groundwaters are:

- Nitrate— from agricultural activities and effluent discharges
- Ammonia— from sewage and waste disposal (Fig. 1)
- Hydrocarbons— from accidental oil or fuel loss (Fig. 2)
- Salt— arising from road de-icing and colliery drainage
- Bacteria. Problems can arise due to private boreholes being close to septic tanks. Additionally, some major sources with high water tables or in continuity with surface water systems can exhibit a coliform count after heavy rainfall.
- Micropollutants. There are no known major problems associated solely with micropollutants. Problems may arise in association with macropollutants.

3. Protection measures

3.1 There are many activities which necessitate formulating protective procedures. The most important activities are:

- Waste disposal
- Spills
- Agricultural activities
- Effluent disposal
- Road drainage
- Saline intrusion
- Colliery drainage

4. Assessment of most acute problems

Problems of special acuteness are the avoidance of further nitrate burdens through the optimisation of the use of fertilisers in horticulture and agriculture as well as the registration of the location and control of all facilities which use chlorinated hydrocarbon with a view to the abatement of ground-water contamination through chlorinated hydrocarbons leaking from defective sewers.

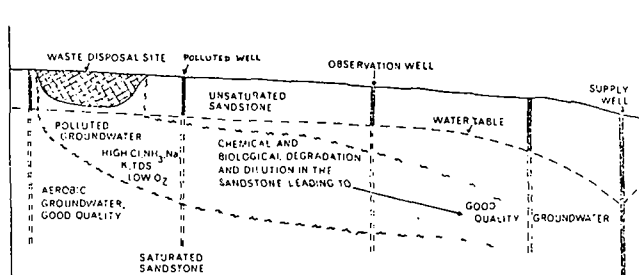


Fig. 1. Idealised cross section through permeable sandstone strata showing the pollution plume emanating from a free-draining waste disposal site and the subsequent natural purification processes.

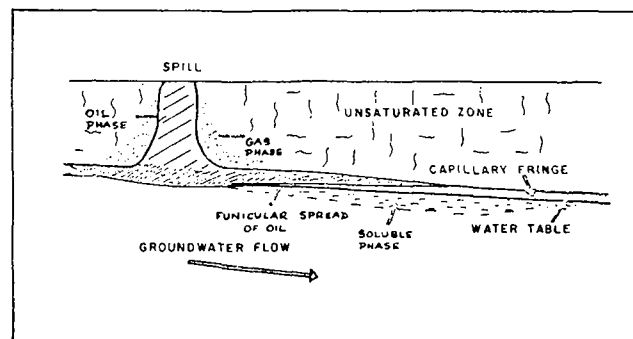


Fig. 2. Migration of oil following a loss directly to the underground environment in a permeable catchment.

Any proposal or problem that may arise or arises as a result of such activities is considered in the light of the local hydrogeological situation. Much recent research work has evaluated the purifying role of the chemical and biological processes within aquifers and all Authorities attempt to use the results of such research in a constructive manner when assessing potential pollution problems. An important part of any aquifer investigation is the provision of monitoring boreholes. The frequency of monitoring and type of analysis required will be dependent upon the scope of the problem. Mathematical models have been constructed for predicting pollution problems but such exercises have been very limited and not entirely successful. However, due to the greater knowledge of aquifer chemistry and hydraulics now being obtained further more sophisticated chemical modelling is proposed.

3.2 The practice of waste water recharge of aquifers is increasing. Adequate treatment before recharge is of great importance to ensure the aquifer can cope with the degradation demand. Site selections for recharge points are based upon hydrogeochemical investigations and consideration of the spatial relationships of the injection and abstraction points in relation to time of storage.

4. Conclusions

Major risks to groundwater quality arise from:

- Waste disposal
- Spills
- Agricultural activities
- Effluent disposal

The UK legislation outlined above ensures conformity with all the European Economic Community Directives related to groundwater quality. It is to be hoped that sound judgement and a sensible balancing of interests within this framework will ensure groundwater pollution problems are kept to a minimum in future.

Mr Paul A. Schulte, American Water Works Association

The theme of this report is groundwater protection in the United States, contamination problems and their magnitude.

There is a lack of an overall groundwater protection policy in the United States, although a number of federal laws presently assist in and provide the legal basis for protecting the groundwater aquifers. These laws are enumerated and briefly discussed. The US Environmental Protection Agency's groundwater protection strategy, *still in development, is discussed also.*

Groundwater monitoring is important as are various management methods because groundwater contamination varies in different parts of the United States. For example, saline water intrusion occurs in certain coastal areas, while industrial and agricultural pollution takes place elsewhere.

Physical aspects of groundwater management must be considered, including safe yields and conjunctive use of surface water and groundwater supplies in resolving contamination problems. In the broadest sense, the process of groundwater contamination differs from surface water contamination. In streams, lakes, and other surface water bodies, the sources as well as the effects of the

pollution are usually visible. In groundwater, however, contaminants entering the underground-water-bearing aquifers are hidden in the subsurface environment. They rarely can be detected by random monitoring methods and usually are discovered only if they emerge in water wells or other points of surface discharge. Such contamination is hard to detect and difficult to treat.

The path contaminants which follow from a variety of sources has been analysed. Science, industry, and governments at all levels must study further the problems of groundwater contamination and agree on standards governing both the health effects of groundwater pollution and the remedial technology.

My opinion is that the present groundwater problems in the United States are manageable and that the control of contaminant sources should have an equal or higher priority than that of remedial action. Furthermore, states using locally developed basin plans should play the major role in groundwater protection. The federal role should be limited to broad policy guidance, research and technical support functions.

Water quality in the distribution network

La qualité de l'eau dans le réseau de distribution

General Rapporteur: J. L. van der Post (UK)
Rapporteur Général:

National Rapporteurs: G. Merckx (Belgium)
Rapporteurs Nationaux: P. Kieler Jensen (Denmark)
E. J. Haume (Finland)
G. Devillers & R. Vilagines (France)
W. Kölle (Germany)
C. N. O'Connor (Ireland)
A. Borgioli & P. Martini (Italy)
H. Nojima (Japan)
D. van der Kooij (Netherlands)
P. A. Hallberg (Norway)
F. C. Viljoen (South Africa)
J. Roman de la Nieta (Spain)
T. Hedberg (Sweden)
E. Romann (Switzerland)
A. Dyachkov (USSR)

Water Research Centre
for Community Water Supply

J. L. van der Post, Chief Executive, Water Research Centre

1. THE PROBLEMS OF WATER QUALITY IN DISTRIBUTION NETWORKS

1.1 This report is an international summary of those changes in water quality which can arise in a water utility's distribution network. These changes are revealed in two ways:

- (i) by consumers who complain about the appearance or non-palatable nature of the water supply.
- (ii) by the water utility monitoring the water composition in distribution.

The following countries provided national reports: Belgium, Denmark, Eire, Finland, France, West Germany, Italy, Japan, Netherlands, Norway, South Africa, Spain, Sweden, Switzerland, United Kingdom and USSR.

1.2 The majority of national reports consider that problems revealed by consumers are the most troublesome. In order of importance, as gauged by the attention received in the reports, these are:

- Discolouration and turbidity.
- Taste and odour.
- Animals emerging from the tap.

1.3 Discoloured but clear water may arise in the distribution network, for example due to metallic ions in solution, but is more commonly due to humic substances present in the raw water. The usual problem, however, is water which is both turbid and discoloured. Consumers complain of dirty or muddy water. Every national report mentions this problem, and several explicitly state that it is the most troublesome problem experienced in distribution systems.

1.4 Unacceptable tastes or odours may arise in the distribution network, as well as elsewhere in the supply system, for example in domestic plumbing systems.

60% of the national reports mention taste or odour problems although they receive less emphasis than problems due to deterioration in appearance.

1.5 The problem of animals emerging from consumers' taps is also mentioned in 60% of the national reports, but it does not receive particular emphasis. *Asellus aquaticus* and chironomid larvae are the animals most frequently mentioned. The presence of animals can be associated with other problems; particulate organic matter provides a food source for them, and they in turn may produce visible particulate matter, so animals are associated with discolouration as both cause and effect.

1.6 Several reports describe changes in quality which are revealed by monitoring the composition of water in distribution. These are:

- leaching of lime from concrete and asbestos cement pipes;
- after-growths of bacteria in distribution;
- the presence of trihalomethanes in distributed water.

1.7 Some consequences of soft waters leaching lime from concrete and asbestos cement pipes are given in the Norwegian report; these are high pH values (up to pH 11) in the conveyed water and the presence of asbestos fibres in deposits found in asbestos cement mains. The pH effect is reported to decrease with time. Unfortunately, the implications of detecting the asbestos fibres in deposits are not described and it would be interesting to know how widespread this potential problem is, especially for those countries with large amounts of this pipe material.

1.8 After-growths of bacteria in distribution are generally considered a problem although not directly a hygienic one. Signs of much bacterial activity often lead to the following questions:

- (i) Is there an adequate disinfectant residual to guard against contamination in distribution?
- (ii) Is this a symptom of processes occurring in the mains which may eventually lead to discolouration, tastes, odours and animal infestations?

1.9 The presence of trihalomethanes in distributed water is much quoted. The available evidence (1) however, shows that increases in trihalomethanes are caused by slow reactions occurring within the water which are instigated during chlorination at the treatment works. The problem, therefore, is clearly only a function of water source, treatment and time.

2 THE CAUSES AND THE REMEDIES

2.1 Corrosion

Most reports state that corrosion of iron mains is the principal cause of discoloured and turbid water problems. It is evident that certain water supplies are much more corrosive than others, namely:

- (i) Soft waters with hardness and alkalinity values both less than 50 mg/l as CaCO₃.
- (ii) Chloride and sulphate rich waters. There is little information to define a concentration at which these become troublesome; indeed the effects are probably gradual and governed by other ions, such as bicarbonate. As a guideline, waters containing more than 50 mg/l of either chloride or sulphate are considered potentially corrosive.

An indication of the extent of potential problems is given in Table 1; those countries which emphasise problems caused by corrosion are listed along with available information about the

proportion of corrosive supplies and the proportion of the network at risk.

TABLE 1: COUNTRIES WHICH EMPHASISE CORROSION PROBLEMS

Country	Proportion of total supply estimated to be corrosive	Proportion of networks made of:	
		Cast Iron**	Asbestos Cement
Finland	100% -soft	65%	3%
Eire	Large % -soft	—	—
Japan	50% -soft	17%	22%
Norway	Large % -soft	Large*	—
S. Africa	Large % -soft or high sulphate and chloride content	—	—
Sweden	60% -soft	80%	—
UK	33% -soft	85%	<7%

* Information abstracted from Reference 2.

** Excludes cement-mortar lined pipes.

Remedial or preventative measures for corrosion involve modification of either the water composition to reduce its corrosivity or the fabric of the distribution pipes to make them corrosion resistant. It is interesting to note that full scale trials of artificial hardening are proceeding in Sweden and Finland where the predominant water quality is very soft.

The results so far are promising and the numbers of consumer complaints have decreased in trial areas. A review of the technical and economic aspects of artificial hardening will be of wide interest, especially to those countries listed in Table 1. The more traditional forms of water treatment for reducing corrosivity, namely pH correction, silicates and polyphosphates, have received less attention than is usual when the topic of iron pipe corrosion is discussed. Several reports support the view that calcium content and alkalinity of a water are more important in controlling its corrosivity than the pH or Langelier Index. It is evident that a reliable method for testing the effect of water composition on iron corrosion rates has many potential applications. Recent work in the UK using such a technique has shown that the application of silicates, polyphosphates and the Langelier Index principle do not necessarily reduce corrosion, in some cases it can increase it.

It is reassuring to note that cement-mortar lined pipes, either factory-applied or in-situ applied as part of a renovation programme, are widely considered to be effective in all water types. Many countries appear to have adopted a policy for using cement-mortar lined iron pipes or uPVC for new developments.

The corrosion of concrete and asbestos-cement pipes is discussed in paragraph 1.7.

2.2 Mains Deposits Caused by Ineffective Treatment

Ineffective treatment of a water supply can lead to the deposition of iron, aluminium, manganese, and miscellaneous suspended solids such as silica, organic debris and algae. All tend to form loose deposits such as sediments and slimes especially in areas of the networks where flows are low.

These deposits may then be resuspended and cause discolouration. They are also a habitat for micro-organisms and animals and hence lead to tastes, odours, after-growths of bacteria and complaints about animals. Another striking effect is quoted in the report from Eire; an aluminium slime reduced the hydraulic capacity of a trunk main from 112 to 86 megalitres/day.

Preventative measures are paramount for such problems and these obviously involve the better control of treatment works especially with respect to coagulant residuals, and possibly the development of new techniques for treating difficult waters.

Remedial measures are flushing, swabbing and air-scouring to remove the deposits. Two reports (Belgium and UK) state a preference for air-scouring for such purposes, especially where small diameter pipes are encrusted or where pressures are insufficient for effective flushing. A recent development in the application of air-scouring is described in paragraph 3.2.

2.3 Microbiological Growths

The role of micro-organisms in producing tastes and odours is widely accepted. They may also contribute to discolouration problems by creating slimes which are periodically stripped from the pipe wall, by altering the form of deposits and corrosion products, and by promoting corrosion. They also act as food for animals. The factors encouraging microbiological growth (high organic content, ammonia, long residence times, high temperatures and low disinfectant residuals) are well known.

The reported measures taken to counter excessive after-growths of micro-organisms are largely the obvious ones of correcting the faults and factors which lead to deterioration, and also attention to disinfection. A significant omission from the reports is information about potential methods for removing organic material before it enters the supply.

2.4 Flow Regimes

The importance of avoiding water stagnation, to prevent deposition of solids and to minimise the time between treatment and supply to the consumer, is generally emphasised. Stagnation can be minimised by avoiding the construction of dead-ends, avoiding over-design and employing accurate demand forecasts.

2.5 Effect of Pipe Material

The significance of corrosion of some pipe materials has already been mentioned. It would be expected that the more inherently inert pipe materials would give fewer water quality problems. The significant exception is the possibility of plastic pipes being permeated by substances which create tastes, odours or a health hazard. Low density polyethylene seems to be most susceptible in this respect. The problem does not appear widespread, although it may be very troublesome where it does occur.

2.6 Mixing or Changing Sources

Few national reports mention the problems caused by mixing or changing sources in distribution networks. In the United Kingdom it is thought to be a significant cause of problems, with the potential for becoming more important as engineers attempt to use resources in a more flexible and economic way. The introduction of new supplies may have hydraulic effects such as short term disturbances of existing deposits. The introduction of larger sources is also likely to increase the residence times in the system and may alter the composition of existing deposits and make them mechanically unstable.

2.7 Correct Choice of Remedy

Solving problems which have so many possible causes requires a systematic approach to ensure that the real cause of a problem is correctly diagnosed and that the appropriate remedial measures are taken.

Two national reports reproduced decision charts which are used for this purpose.

It is helpful to carry out improvements in a logical sequence:

- (i) Correct any problems with raw water source.
- (ii) Correct any deficiencies in treatment.
- (iii) Modify the behaviour of the water in the distribution network, and carry out cleaning programmes.
- (iv) Renovate or replace pipework as necessary.

This approach is encouraged by the French report, and we in the United Kingdom certainly endorse this (3).

3. SUMMARY OF SIGNIFICANT DEVELOPMENTS

Several notable trends and developments have occurred during recent years. These are:

3.1 Artificial hardening of very soft waters in order to reduce the corrosion of iron pipes. This is achieved by addition of lime and carbon dioxide. Several treatment plants are employing this method in Sweden and Finland. A review of the costs and benefits would be of wider interest; other potential benefits are better coagulation and the reduction of plumbosolvency.

3.2 The increasing use of air-scouring for the removal of loose deposits in mains. The technique of air-scouring does vary, however, and in the UK much investigational work has been performed after hearing about the advantages of air-scouring from staff of the Antwerp Waterworks Company in Belgium. Both theory and field work have shown that the best cleaning action is obtained by using the air to propel discrete slugs of water (approximately 1-3 metres long) along the pipe at very high velocity. Slug flow as it is called, is a natural phenomenon when the correct proportions of air and water are obtained. Achieving this flow regime is relatively easy in most circumstances if the correct procedure is followed (3).

3.3 A growing awareness that an integrated approach is necessary for the management of distribution networks. Water quality problems should not be isolated from other problems such as leakage, hydraulic capacity and structural performance. Judicious spending on the maintenance and renovation of water supply systems is dependent on information about their present and future performance.

4. PRIORITIES FOR RESEARCH AND DEVELOPMENT

The national reports identify the following needs for further research and development.

4.1 Methods for assessing the ability of water or pipe material to cause a deterioration of water quality in distribution. These are tests to measure the following:

- (i) The corrosivity of a water supply towards iron.
- (ii) The ability of a water to support microbiological after-growths.
- (iii) The effects of new pipe materials on the quality of conveyed water.

4.2 Improved preventative and remedial measures. Those mentioned are the artificial hardening of soft supplies to reduce their corrosivity and new materials, namely, fast-setting cement-mortar and epoxy resin, for re-lining old pipes.

4.3 The development of procedures for maintaining or improving not only the conveyed water quality, but also hydraulic capacity and structural performance of distribution systems in the most cost effective manner. This requires:

- (i) a study of the various factors affecting internal and external corrosion, water quality and loss of hydraulic capacity;
- (ii) the development of methods for surveying the present condition of the distribution network;
- (iii) the integration of information from (i) and (ii) to estimate the future condition of the network.

This is an ambitious but essential research topic. The underground pipes which constitute all our distribution networks have enormous value and it is important that they are maintained in good condition.

Neglect will generate both consumer dissatisfaction and excessive maintenance costs in the future.

REFERENCES

1. HYDE, R. A. Conclusions from trihalomethane survey. Paper 6. Papers and Proceedings of Seminar on Trihalomethanes in Water, September, 1980. Water Research Centre, 258 pp.
2. COE, A. L. Water Supply and Plumbing Practices in Continental Europe. Hutchinson Benham, London, 1978, 414 pp.
3. A Guide to Solving Water Quality Problems in Distribution Systems. Technical Report TR 167, Water Research Centre, 1981, 161 pp.

J. L. van der Post, Chief Executive, Water Research Centre

1. LES PROBLÈMES DE LA QUALITÉ DANS LES RÉSEAUX DE DISTRIBUTION

1.1 Ce rapport est un résumé des changements qui peuvent apparaître dans la qualité de l'eau d'un réseau de distribution de service public dans un certain nombre de pays. Ces changements sont mis en évidence de deux manières:

- (i) par les réclamations des consommateurs sur l'apparence ou le goût désagréable de l'eau distribuée
- (ii) par le service des eaux surveillant la composition de l'eau distribuée.

Les pays suivants ont fourni des rapports nationaux:

L'Afrique du Sud, l'Allemagne de l'Ouest, la Belgique, le Danemark, l'Espagne, la Finlande, la France, l'Italie, l'Irlande, le Japon, la Norvège, les Pays-Bas, le Royaume-Uni, la Suède, la Suisse et l'URSS.

1.2 La plupart des rapports nationaux estiment que ce sont les problèmes portés à leur attention par les consommateurs qui sont les plus gênants. Ce sont, classés par ordre d'importance d'après l'attention qui leur est donnée dans les rapports:

- * coloration et turbidité
- * goût et odeur
- * présence d'animaux dans l'eau du robinet

1.3 L'eau distribuée dans un réseau peut être colorée mais translucide, à cause, par exemple, d'ions métalliques en solution. Généralement, ceci est dû à la présence de substances humiques dans l'eau brute. Le problème normal cependant, est celui d'une eau à la fois trouble et colorée. Les consommateurs se plaignent d'une eau sale ou boueuse. Tous les rapports nationaux font état de ce problème, et plusieurs d'entre eux déclarent explicitement que ceci est le problème le plus gênant que connaissent les systèmes de distribution.

1.4 Des goûts et des odeurs inacceptables peuvent apparaître dans le réseau de distribution, et aussi ailleurs dans le système de production et dans les systèmes de plomberie domestique par exemple.

60% des rapports nationaux font état de problèmes associés au goût ou à l'odeur, bien qu'ils reçoivent moins d'attention que les problèmes dus à une détérioration de l'apparence.

1.5 La présence d'animaux dans l'eau du robinet des consommateurs apparaît également dans 60% des rapports nationaux, mais sans qu'une insistance particulière y soit accordée. Les animaux cités le plus souvent sont *Asellus aquaticus* et les larves chironomides. La présence des animaux peut être associée à d'autres problèmes; la matière organique particulaire peut leur fournir une source de nourriture, et, à leur tour, ils peuvent produire une matière particulaire visible; les animaux associés à la coloration sont donc cause et effet à la fois.

1.6 Plusieurs rapports décrivent les changements de qualité que révèle la surveillance de la composition de l'eau distribuée. Ce sont:

- * infiltration de chaux provenant des tuyaux en béton et en amiante-ciment;
- * regermination de bactéries dans la distribution;
- * présence de trihalométhanes dans l'eau distribuée.

1.7 Le rapport norvégien donne certaines des conséquences dues à l'infiltration de chaux des tuyaux en béton et en amiante-ciment; il s'agit de valeurs élevées de pH (jusqu'à pH 11) dans l'eau transportée et la présence de dépôts de fibres d'amiante dans les conduites en amiante-ciment. Le pH diminue avec le temps. Malheureusement, les causes et les conséquences des dépôts de fibres d'amiante ne sont pas décrites; il serait intéressant de savoir l'acuité de ce problème, notamment dans les pays ayant beaucoup de conduites amiante-ciment.

1.8 La regermination de bactéries dans le réseau de distribution est généralement considérée comme étant un problème, mais pas directement au plan hygiène. Des signes d'une activité bactérienne intense donnent souvent lieu aux questions suivantes:

- (i) le désinfectant résiduel est-il en quantité suffisante pour empêcher la contamination dans le réseau de distribution?
- (ii) ceci est-il un symptôme du processus se déroulant dans les

conduites qui entrainera éventuellement la coloration, les goûts, les odeurs et présence d'animaux?

1.9 On cite beaucoup la présence de trihalométhanes dans l'eau distribuée. Les travaux disponibles (1) montrent cependant qu'une augmentation des trihalométhanes est due à des réactions lentes qui ont lieu dans l'eau après qu'elles aient été déclenchées lors de la chloration dans l'usine de traitement. Ce problème dépend donc essentiellement de la ressource, du traitement et du temps.

2. LES CAUSES ET LES REMÈDES

2.1 La corrosion

La plupart des rapports déclarent que la corrosion des conduites en fer est la cause principale des problèmes de coloration et de turbidité de l'eau. Il est évident que certaines ressources en eau sont plus corrosives que d'autres, à savoir:

- (i) les eaux douces dont les valeurs de dureté et d'alcalinité sont toutes deux inférieures à 50 mg/l de CaCO₃.
- (ii) les eaux riches en chlorure et en sulfate. Il existe peu d'informations permettant de définir une concentration à partir de laquelle ceux-ci deviennent gênants; d'ailleurs, les effets sont probablement progressifs et régis par d'autres ions, tel que le bicarbonate. Comme indication générale, les eaux contenant plus de 50 mg/l de chlorure ou de sulfate sont considérées comme pouvant être corrosives.

Une indication de l'étendue des problèmes possibles est donnée au Tableau 1; les pays qui insistent sur les problèmes dus à la corrosion sont indiqués ci-après, assortis des informations disponibles concernant la proportion de ressources corrosives et la proportion du réseau pouvant être atteint.

TABELAU 1: PAYS QUI SOULIGNENT LES PROBLÈMES DE CORROSION

Pays	Proportion des ressources totales estimées être corrosives	Proportion des réseaux faits en:	
		Fonte**	Amiante-ciment
Finlande	100% -douce	65%	3%
Irlande	% important -douce	—	—
Japon	50% -douce	17%	22%
Norvège	% important -douce	Important*	—
Afrique du Sud	% important -douce ou taux élevé de chlorure et de sulfate	—	—
Suède	60% -douce	80%	—
Royaume-Uni	33% -douce	85%	<7%

* Information relevée dans la Référence 2

** A l'exclusion des tuyaux revêtus d'enduit de ciment.

Des mesures curatives ou préventives pour la corrosion supposent ou bien la modification de la composition de l'eau pour en réduire la corrosivité ou bien celle du matériau des tuyaux de distribution pour les rendre résistants. Il est intéressant de remarquer que des essais à grande échelle sur le durcissement artificiel sont en cours en Suède et en Finlande où l'eau est généralement très douce.

Les résultats jusqu'à présent sont encourageants et les réclamations des consommateurs ont diminué dans les zones tests. Un examen des aspects techniques et économiques du durcissement artificiel sera d'un intérêt général, et intéressera plus particulièrement les pays affichés au Tableau 1. Les formes plus traditionnelles du traitement de l'eau pour en réduire la corrosivité, c'est-à-dire la correction du pH, les silicates et les polyphosphates, ont reçu moins d'attention que de coutume lorsque le sujet de la corrosion des tuyaux de fonte est débattu. Plusieurs rapports soutiennent le point de vue que le taux de calcium et l'alcalinité de l'eau sont plus importants pour en contrôler la corrosivité que le pH ou l'Indice de Langelier. Il est évident qu'une méthode fiable pour faire des essais sur l'effet de la

composition de l'eau sur les taux de corrosion du fer a de nombreuses applications possibles. Des travaux récents au Royaume-Uni utilisant une telle technique ont montré que l'application de silicates, et de polyphosphates ainsi que le principe de l'Indices de Langelier ne réduisent pas forcément la corrosion; dans certains cas ils peuvent l'augmenter.

Il est rassurant de remarquer que les tuyaux revêtus d'un enduit de ciment, appliqué en usine ou bien in-situ dans le cadre d'un programme de rénovation, sont considérés comme étant efficaces pour tous les types d'eau. Il semble que de nombreux pays ont adopté la politique d'utiliser des tuyaux en fonte revêtus d'un enduit de ciment ou bien des tuyaux en PVC pour les nouvelles installations.

La corrosion des tuyaux en béton et en amiante-ciment est étudiée au paragraphe 1.7.

2.2 Les dépôts dans les conduites dûs à un traitement inefficace

Un traitement inefficace peut donner lieu à des dépôts de fer, d'aluminium, de manganèse, et de matières diverses en suspension telles que la silice, les débris organiques et les algues. Ces produits ont tous tendance à former des dépôts mobiles tels que boues et sédiments, surtout dans les zones des réseaux où les débits sont faibles.

Ces dépôts peuvent alors se retrouver en suspension et entraîner une coloration. Ils représentent également un milieu favorable pour les micro-organismes et les animaux produisant par la suite des goûts, des odeurs, une germination de bactéries et la présence d'animaux. Un autre effet frappant est cité dans le rapport Irlandais: de la boue d'aluminium a réduit la capacité hydraulique d'une conduite principale de 112 à 86 mégalitres/jour.

Des mesures préventives sont essentielles pour de tels problèmes et elles supposent évidemment un contrôle amélioré des usines de traitement surtout en ce qui concerne le coagulant résiduel, avec peut-être le développement de nouvelles techniques pour le traitement des eaux difficiles.

Les remèdes en sont le rinçage, le nettoyage à grande eau et le nettoyage à l'air pour enlever les dépôts. Deux rapports (Belgique et Royaume-Uni) donnent la préférence au nettoyage à l'air, surtout en cas d'incrustations dans des tuyaux de diamètre faible ou les pressions ne sont pas suffisantes pour un rinçage efficace. Un développement récent dans le domaine de l'application du nettoyage à l'air est décrit au paragraphe 3.2.

2.3 Croissances microbiologiques

Le rôle des micro-organismes dans la production des goûts et des odeurs est bien reconnu. Ils peuvent également contribuer aux problèmes de coloration en créant des boues qui sont périodiquement arrachées à la paroi du tuyau, en changeant la forme des dépôts et des produits de corrosion, et en encourageant la corrosion. Ils sont également une source de nourriture pour les animaux. Les facteurs encourageants la croissance biologique (taux organique élevé, ammoniacque, durées de stationnement élevées, températures élevées et peu de désinfectants résiduels) sont bien connus.

Les mesures indiquées dans les rapports pour combattre un excès de germination de micro-organismes sont pour la plupart les mesures évidentes pour corriger les défauts et les facteurs qui amènent une détérioration en faisant également attention à la désinfection. Une lacune significative dans les rapports concerne une information sur les méthodes possibles pour éliminer la matière organique avant qu'elle n'entre dans le réseau de distribution.

2.4 Débits d'écoulement

En général on souligne combien il est important d'empêcher le dépôt de solides et de minimiser le temps entre le traitement, et la distribution au consommateur. On peut minimiser la stagnation en évitant la construction de culs-de-sacs, en concevant des installations simples, et en utilisant des prévisions de la demande bien faites.

2.5 Les effets dûs au matériau des conduites

Il a déjà été fait mention de la signification de la corrosion de certaines matériaux utilisés pour les conduites. On peut penser que les matériaux des conduites les plus naturellement inertes posent moins de problèmes pour la qualité de l'eau. L'exception la plus notable demeure la possibilité que des tuyaux en plastique contiennent des substances créant des goûts, des odeurs ou un danger pour la santé. Le polyéthylène de densité faible semble être le plus critiqué dans ce domaine. Le problème ne semble pas être répandu, bien qu'il puisse être très gênant lorsqu'il existe.

2.6 Les mélanges ou la modifications de la ressource

Peu de rapports nationaux font état des problèmes dûs aux mélanges ou la modification de la ressource dans les réseaux de distribution. Au Royaume-Uni, on estime que c'est une source importante de problèmes qui peuvent d'ailleurs s'étendre alors que les ingénieurs cherchent à utiliser les ressources d'une manière plus flexible et plus économique. L'introduction de nouvelles ressources peut susciter des effets hydrauliques tels que les dérangements à court-terme des

dépôts existants. L'introduction de ressources plus importantes va probablement également accroître les temps de stationnement dans le système et peut changer la composition des dépôts existants et les rendre instables mécaniquement.

2.7 Choisir le bon remède

Afin de résoudre des problèmes ayant de si nombreuses causes possibles il est nécessaire d'adopter une démarche systématique pour être sûr que la cause réelle du problème est diagnostiquée correctement et que les mesures curatives appropriées sont prises.

Deux rapports nationaux reproduisent des graphiques de décision qui sont utilisés à cette fin.

Il est avantageux d'effectuer les améliorations en séquence logique:

- (i) corriger les problèmes liés à la ressource d'eau brute.
- (ii) corriger les défaillances de traitement.
- (iii) modifier le comportement de l'eau dans le réseau de distribution et réaliser des programmes de nettoyage.
- (iv) renouveler ou remplacer les conduites selon les besoins.

Le rapport français encourage cette façon de faire et nous, au Royaume-Uni, les soutenons également (3).

3. RÉSUMÉ DES DÉVELOPPEMENTS IMPORTANTS

Plusieurs tendances et développements importants sont apparus ces dernières années. Ce sont:

3.1 le durcissement artificiel d'eaux très douces afin de réduire la corrosion des tuyaux en fer. Ceci est réalisé en ajoutant de la chaux et du gaz carbonique. Plusieurs installations de traitement emploient cette méthode en Suède et en Finlande. Une présentation des coûts avantages serait d'un intérêt général; d'autres avantages possibles seraient une meilleure coagulation et une réduction de dissolution du plomb.

3.2 l'utilisation croissante du nettoyage à l'air pour enlever les dépôts mobiles des conduites. La technique du nettoyage à l'air varie cependant, et au Royaume-Uni on a effectué de nombreux travaux de recherche après avoir entendu parler des avantages du nettoyage à l'air par le personnel du service des eaux de la ville d'Anvers en Belgique. La théorie, et l'application sur le terrain ont montré que le nettoyage le plus efficace était obtenu en utilisant de l'air pour envoyer des masses d'eau (longueur 1 à 3 mètres environ) le long du tuyau à une vitesse élevée. Appelé "slug-flow", ceci est un phénomène naturel lorsque l'on obtient les bonnes proportions pour l'air et l'eau. Il est relativement facile d'obtenir ce régime de débit dans presque toutes les circonstances à condition de suivre la bonne procédure (3).

3.3 une conscience accrue de la nécessité d'intégrer le management des réseaux distribution. Il ne faut pas isoler les problèmes de la qualité de l'eau des autres problèmes tels que les fuites, la capacité hydraulique et l'efficacité de l'organisation. Le coût efficacité de l'entretien et de la rénovation du système de distribution d'eau dépendent de l'information disponible concernant leurs performances actuelles et futures.

4. PRIORITÉS POUR LA RECHERCHE ET LE DÉVELOPPEMENT

Les rapports nationaux identifient les besoins suivants en matière de recherche et de développement.

4.1 les méthodes pour évaluer la capacité de l'eau ou du matériau du tuyau à entraîner une détérioration de la qualité de l'eau distribuée. Ces essais servent à mesurer les aspects suivants:

- (i) corrosivité d'une ressource en eau par rapport au fer.
- (ii) capacité de l'eau pour supporter une germination ultérieure.
- (iii) effets des nouveaux matériaux des conduites sur la qualité de l'eau transportée.

4.2 Des mesures curatives et préventives améliorées: durcissement artificiel des ressources douces pour réduire leur corrosivité et les nouveaux matériaux, résine époxyde et enduit de ciment à prise rapide, pour renouveler le revêtement des anciens tuyaux.

4.3 Le développement de procédures pour maintenir ou améliorer non seulement la qualité de l'eau transportée mais également la capacité hydraulique et l'efficacité de l'organisation des systèmes de distribution de la façon la plus efficace du point de vue du coût. Ceci implique:

- (i) une étude des différents facteurs influençant la corrosion interne et externe, la qualité de l'eau et la perte de capacité hydraulique;
- (ii) le développement de méthodes pour connaître la condition actuelle du réseau de distribution;
- (iii) une intégration des informations provenant de (i) et (ii) pour faire une estimation de la condition future du réseau.

Ceci représente un sujet de recherche ambitieux mais essentiel. Les conduites souterraines dont sont faits tous nos réseaux de distribution ont une valeur considérable et il est important de les maintenir en bon état; les négliger rendrait à la fois les consommateurs insatisfaits et les frais d'entretien de plus en plus élevés.

BELGIUM

ir. G. Merckx, Chief-engineer of Distribution, Antwerpse Waterwerken,
Mechelsesteenweg 64, B 2000, Antwerpen

1. THE PRESERVATION OF WATER QUALITY IN THE DISTRIBUTION NETWORK

The preservation of water quality in the distribution network can be a very complex problem. Indeed very often several simultaneous causes of deterioration can be found. To eliminate, one often must use several remedies, which require a co-ordinated action between several services.

An example will illustrate clearly this complexity:

- in summer an unacceptable growth of germs (at 22°C) is observed in a zone with low consumption;
- there are various simultaneous causes:
 - increased water-temperature (treated surface water)
 - low through flow (effect of stagnancy)
 - old local network, with incrustated cast-iron pipes
 - insufficient local chlorine dose.

The remedies are likely to be:

- *short term*
 - raising the chlorine dose at the end of the water production process (action to be taken by the production department, in collaboration with the laboratories)
 - a thorough flushing of the zone (action to be taken by the distribution department in collaboration with the laboratories)
 - a complementary local sterilization (action to be taken by the distribution department in collaboration with the laboratories)
- *long-term*
 - adaptation of the treatment: TOC-decrease (i.e. nourishment for germs . . .) (action to be taken by the production department and the laboratories)
 - all remedies under the supervision and co-ordination of the general management.

2. ANALYSIS OF THE PROBLEMS

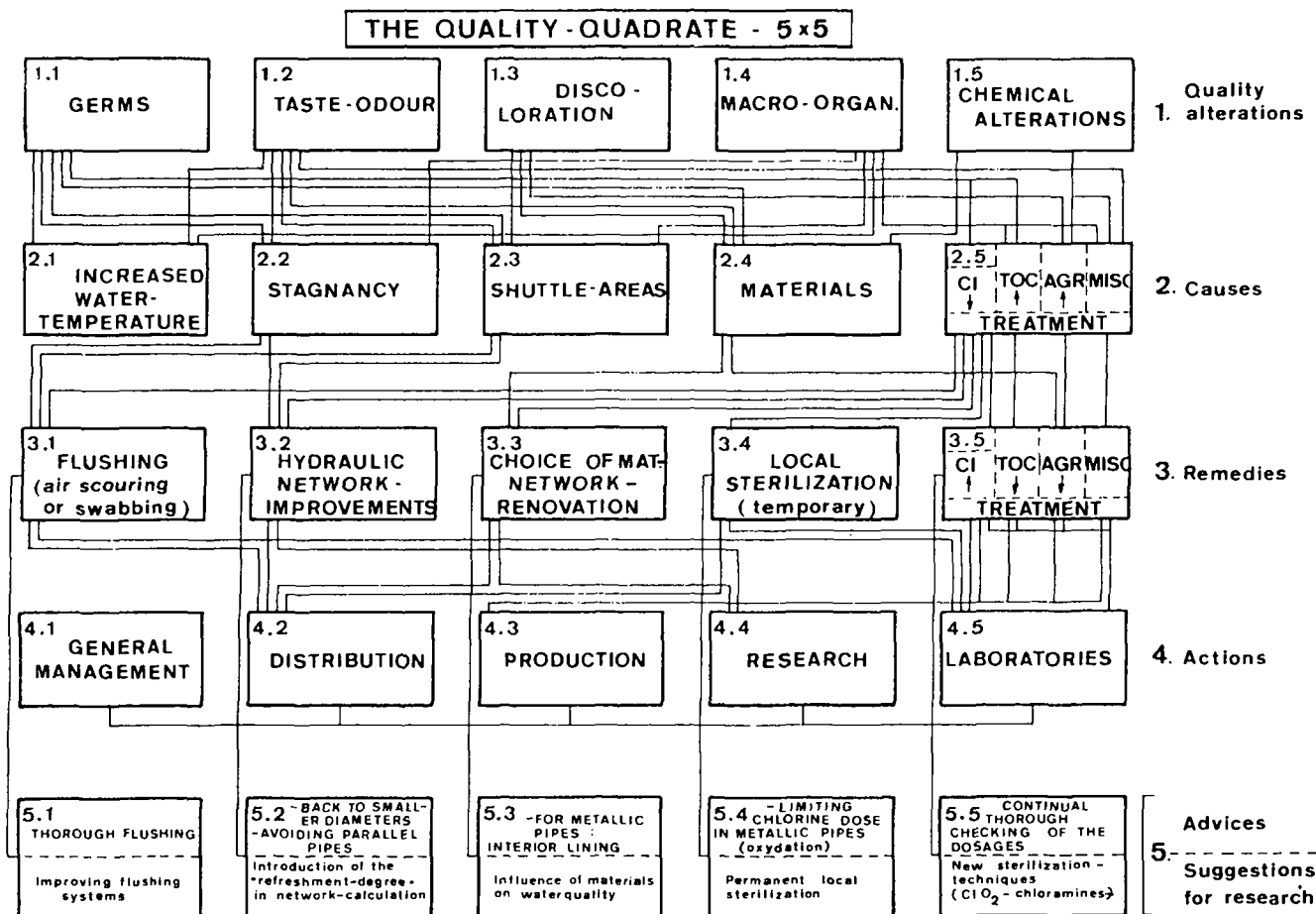
Before being able to combat the phenomena of alteration of the quality, one must first thoroughly analyse the problems, their causes and remedies.

The analysis can be visualized as a matrix. In this matrix, the interactions between alterations and causes, between causes and remedies, between remedies and actions to be taken, are visualized by connecting lines. A fifth line is added, giving for each remedy some important advice and some suggestions for future research. External pollutions are not taken into account.

This "quality quadrate" gives an idea of the complexity of the problem. One can gather from it that where the problems of preserving the water quality in the network are concerned, almost always several departments are concerned who have to collaborate, with their appropriate means and techniques, in co-ordinated action.

3. THE REMEDIES

As for the remedies—probably the most important line in the "quality quadrate"—one can notice the importance of flushing, especially in the short-term. In order to make the flushing as profitable as possible, one has to use the most improved techniques: air-scouring or swabbing. For incrustated pipes, only air-scouring is practicable. This scouring assures, for non-incrustated pipes as well, a very high level of efficiency. It is easily carried out by an inhouse team and is rather cheap. Belgium and particularly the A.W.W. (the ANTWERP WATER WORKS COMPANY) has gathered considerable experience with this technique (fighting against micro-organisms, discolouration and germs) which already has served as an example for several foreign companies.



DENMARK

P. Kieler Jensen, Chief. Eng., Gentofte Water Supply

The conditions in most Danish water distribution systems comply with official regulations. This is probably due to the fact that about 97 per cent of Danish water supplies are based on groundwater. Only two larger authorities use surface-water together with groundwater. Postdisinfection has only been practiced in the last decade in conjunction with the use of surface-water and/or groundwater of a special, difficult character.

Apart from accidents, for example "backflow", quality-depreciation in the distribution system with widespread consumer-complaints is not common in Denmark. This is the main reason, why research in the field of drinking water was not given a high priority until a few years ago.

1. The nature, importance and extent of changes.

1.1, 1.2 Chemical and physical.

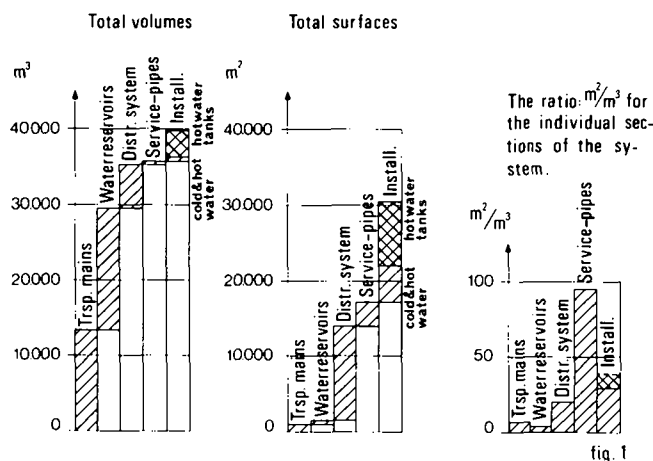
Deposits or coatings of calcium carbonate mixed with small amounts of iron are normal in distribution systems for groundwater. Discolorations caused by occasional transportation of these deposits are well known. When the amounts of deposits are too high and/or have given rise to taste and odour problems the deposits have to be removed. Discoloration at the consumers premises, mostly caused by corrosion, has also been observed.

1.3 Microbiological

Most distribution systems contain in themselves a stable microbiological environment with no need for postdisinfection. Investigations have confirmed this.

For a certain pipe the ratio of inner surface to volume may contribute to the risk of aftergrowth.

Fig. 1 gives an example showing that the most critical situations can occur in service pipes and at the consumers premises, especially when there is a risk of unintentional heating. A characteristic distribution of the cold water temperature at the tap is shown in fig. 2.

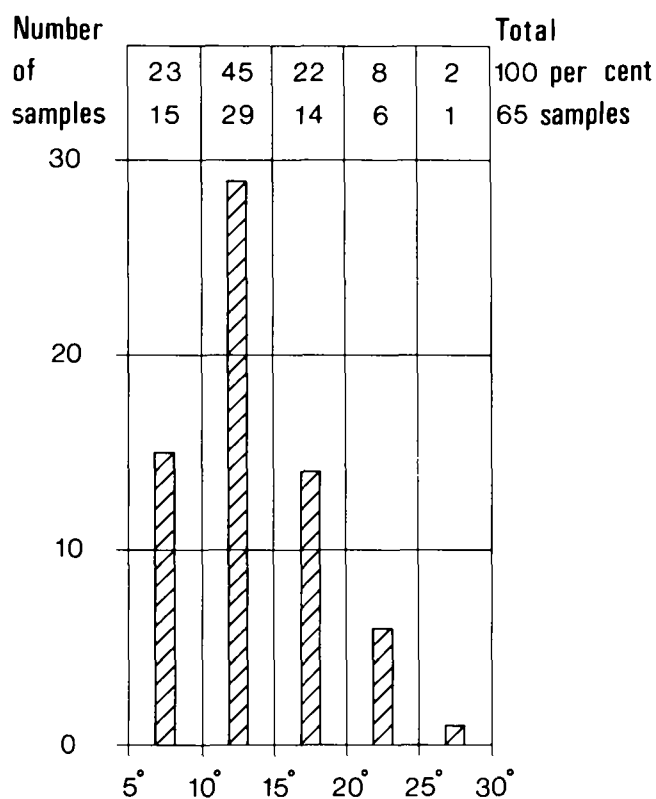


Distribution system. Volumes and internal (water covered) surfaces (1981)

Table 3

	Treatment plants		Distribution system	
	N	%	N	%
Coliforms	54	10	34	7
Anaer. colif.	15	3	17	3
Fluoresc. Ps.	87	16	75	15
Non-fluor. Ps.	97	18	206	41
Other Gram-neg.	164	30	73	15
Gram-pos. org.	131	24	96	19
	548	101	501	100

Species diversity (main groups) 1049 counts in 268 samples from a range of Danish drinking-water supplies. (G. J. Bonde, Bristol 1981)



Temp. in °C by dir. draught, based on 65 samples in march-may 1981.

fig. 2

Pollution and regrowth is surprisingly often demonstrated in groundwater supplies. A total of 268 samples, 118 from waterworks and 150 from mains, were examined by membrane filtration and by a resuscitation method for Enterobacteriaceae. Counts were generally below 1 per ml but as much as 104 were found. More than 30 species were identified from 1049 samples by means of 30 tests. Samples from works and mains differ as to species representation cf. table 3. *Aeromonas* and G+ species were frequent in works, and Enterobacteriaceae, *Bacillus* spp., micrococci, and fluorescent pseudomonads were equally frequent; most important was the domination of *Acinetobacter*, *Alcaligenes*, and non-fluorescent *Pseudomonas* strains in mains due to regrowth (verified by experiment). Bacteria multiplying in distribution systems entail risks of nosocomial infections and destruction of foods.

2. PREVENTION AND CONTROL

Further control is necessary if postdisinfection is undesirable, which is a common situation for most Danish waterworks for groundwater without postdisinfection may be vulnerable to bacteriological contamination, especially of the leaching kind. The microflora (i.e. the species diversity) in the mains must for this reason be controlled and the risk of aftergrowth evaluated in relation to retention time, temperature conditions, the amount of organic matter and so on.

Effective control even with modern analytical methods may be difficult, and it seems better to reduce the risk of bacteriological contamination by reducing the organic content which is known to support aftergrowth and/or to act as a source of products causing bad taste and odour.

The most pressing need for research seems to be identification of organics, (mainly humics) and studies of microbiological activities which reduce the amount of organic matter.

FINLAND

Esko J. Haume, Puutarhakatu 2, 33100 Tampere 10

General

Of the raw water used by Finnish waterworks in 1979 43% was ground water and 57% surface water. The proportion of ground water had risen from 25% in 1964 to 43% in 1979.

Finnish water quality differs markedly from the water of Continental Europe. This is due to the geological character and history of the soil formed during the Ice Age. Finnish water is typically soft—the content of dissolved substances, particularly calcium and magnesium, is generally low. The total hardness of 64% of the raw water used by Finnish waterworks is less than 3°dH. Soft water together with a low pH causes corrosion of pipes and fittings. Another characteristic of Finnish surface water is the large amount of humic substances leached into it from the country's extensive peatlands. About half of Finland's surface water can be classified as humus water with an average colour of c. 90 mg/l Pt. In addition to colour, the KMnO_4 number (COD) also reflects the organic content, the KMnO_4 number (COD) also reflects the organic content of the water, especially the humus content. The average organic content of Finland's surface waters as measured by KMnO_4 number is 56 mg KMnO_4 /l (14 mg O_2 /l).

Large amounts of organic matter, corrosion of pipes and fittings, bad taste and smell due to the quality of raw water and to some extent the network are the main problems affecting water quality in the distribution network. Microbiological changes are to some extent linked with the problems mentioned above. On the other hand, no widespread occurrence of larger organisms, worms or such, has been observed.

Effect of corrosion on water quality

Corrosion of the water supply network, of water pipes within buildings and of fittings causes changes in the quality of water. The primary effect is an increase in the metals content of the water supplied to the consumer. Corrosion of iron and steel pipes releases iron compounds into the water, which colour it and make it turbid. As a result of corrosion the pH value of the water and hence its alkalinity drop, especially in soft and poorly buffered water. Galvanized steel pipes release zinc compounds as a result of corrosion and as the process continues the steel also corrodes. Copper pipes are also corroded quickly in acidic and soft water.

Corrosion and the microbiological state of the distribution network are usually closely related. Corrosion creates conditions conducive to a deterioration in the microbiological state of the water and vice versa. The consequences are to some extent similar. For example, reduced oxygen content and pH value result both from the proliferation of micro-organisms and from corrosion. Along with high contents of organic matter, corrosion and other connected phenomena must be considered the most troublesome problem faced by Finland's waterworks.

Effect of organic matter

Organic matter has the following harmful effects on water:

- it colours water
- the taste and odour of water deteriorate either directly or indirectly
- disinfection is difficult and its action more short-lived
- the growth of microbes in the distribution network increases
- moulds and actinomycetes increase
- trihalomethanes (chloroform, etc.) and other perhaps more dangerous compounds are produced as a result of disinfection and in the network.

The National Board of Health has issued a recommendation to those waterworks experiencing problems with THMs to improve their water treatment methods or the quality of the raw water they use in order to reduce the formation of THMs. The following measures have been proposed:

1. Reducing the amount of organic matter that reacts with chlorine (siting of chlorination, more efficient removal of organic matter, using better raw water)
2. Cutting down the use of chlorine
3. Replacement of chlorine completely or partially with disinfection methods that do not form chloroform
4. Removal of harmful substances formed (e.g. activated carbon filtering).

Effect of pipe network and equipment

The longer the water remains in the distribution system, the greater the quality change. The critical points are those where the retention time is longest:

- closed ends (long branch lines)
- excessively large distribution lines
- reservoirs
- any outlets which are used infrequently or little

Excessive retention time is affected by:

- ensuring the supply of water for fire extinguishing
 - parts of the network built in reserve with a view to long-term increase in the use of water
 - overestimation of increases in the use of water
- Low flow speed also causes sedimentation of small particles in the network.

The biological, chemical and physical actions that change water quality are all dependent on temperature. Almost without exception, a higher temperature speeds up reactions. When surface water is used, the summer is often a critical period for the microbiological state of the distribution network.

Rises in temperature speed up corrosion and microbiological action so much that the quality of water in the cold-water pipes of buildings may suffer badly.

Iron and manganese

In Finland even very small iron and manganese concentrations can produce temporary, mainly aesthetic, disturbances in the water in the form of turbidity. The accumulation of iron and manganese probably also increases corrosion and bacterial growth on pipe walls. Manganese has been shown to cause occasional serious quality deterioration even in concentrations of 0.05 to 0.06 mg/l. The quality of the water in other respects, the flow speed and the pipe material have been shown to affect the occurrence of manganese and iron damage.

Reducing corrosion in the water distribution network

The water pumped into the distribution system should fulfil the following conditions as general requirements for preventing the corrosion of cast iron, steel, or copper water pipes:

pH value	> 8.3
Alkalinity	> 0.6 mva/l
KMnO_4 number	< 20 mg KMnO_4 /l (>15)
Aluminium	< 0.3 mg/l
Chlorides	< 50 "
Sulphates	< 100 "
Iron	< 0.3 "
Manganese	< 0.1 "
Oxygen	> 6 "

The corrosive properties of water can thus be influenced by regulating and changing its pH, alkalinity, hardness, COD, Fe and Mn content and by making sure that not too much aluminium, the substance most commonly used in purification, gets into the network.

Raising the alkalinity and hardness of water on a large scale has only just begun in Finland. The usual treatment is to add carbon dioxide (CO_2) and lime. Soda ash has also been used to reduce corrosiveness, though mostly only at small waterworks. The results have generally been good. Iron damage in the network has either clearly diminished or disappeared entirely.

Significant improvements in the network water quality have also been achieved by careful choice of materials and improved pipe coatings.

Research and development

Research and development in this sector of water supply engineering, as in the entire field, has been desultory. With the beginning of the international water supply decade 1981-1990, however, a committee has been set up for the coordination and promotion of research in the field.

FRANCE

G. Devillers, Société Lyonnaise des Eaux et de l'Eclairage, R. Vilagines, Service de Contrôle des Eaux de la Ville de Paris

Les distributeurs d'eau français ont accompli récemment de gros efforts pour perfectionner les usines de production d'eau

d'alimentation et améliorer les filières de traitement. D'importantes études ont été exécutées pour augmenter l'efficacité de l'élimination

des micropolluants minéraux et organiques et pour améliorer les qualités organoleptiques qui sont directement perceptibles par les consommateurs. Les résultats de ces études ont été mis à profit dans les réalisations les plus récentes et ont fait l'objet de modifications d'installations plus anciennes.

En revanche, l'évolution de la qualité de l'eau dans les réseaux n'est pas toujours maîtrisée et reste préoccupante dans certains cas. De nombreux travaux sont consacrés à ce problème.

1. Manifestations de l'évolution de la qualité:

Il s'agit surtout d'altérations des qualités organoleptiques: trouble, coloration, saveur, odeur. En France, le contrôle réglementaire pratiqué au stade de la distribution ne permet malheureusement pas de préciser ces phénomènes: en effet, l'analyse officielle de type III est limitée à une simple colimétrie et permet seulement de déceler une contamination fécale ou un défaut de traitement bactéricide. Ce n'est qu'en cas d'incident qu'une analyse plus complète (Type I ou II) est prévue.

Ce sont généralement les plaintes d'abonnés qui permettent de découvrir tardivement la dégradation de la qualité de l'eau. Les consommateurs français sont particulièrement sensibles aux saveurs et aux odeurs anormales de l'eau. Il appartient donc aux distributeurs d'eau d'organiser et de mettre en pratique un programme de contrôle mettant en jeu éventuellement de nouveaux paramètres afin de bien préciser cette évolution et si possible de la prévoir et de la corriger.

En général, cette évolution ne concerne pas la valeur sanitaire de l'eau. Toutefois, certains points pourraient concerner la santé publique et méritent une attention particulière:

- 1.1. Reviviscence de germes pathogènes ou "potentiellement pathogènes" (genres pseudomonas et aeromonas)
- 1.2. Formation de composés organohalogénés
- 1.3. Vulnérabilité du réseau à une pollution accidentelle (difficultés de désinfection dues à la présence de matières organiques)
- 1.4. Prolifération d'animalcules.

2. Cause de l'évolution de la qualité de l'eau

Ces causes peuvent être liées à la qualité de l'eau et ou à la conception du réseau.

2.1. La qualité de l'eau peut être en cause même si elle se trouve, au départ de l'adduction, conforme aux normes en vigueur. Les paramètres à surveiller particulièrement sont:

2.1.1. Les teneurs en fer et en manganèse généralement considérées comme admissibles (Fer + Manganèse = 0,3 mg/l) sont susceptibles, à long terme, de former des dépôts qui se remettent en suspension aux changements de régimes d'écoulement. Une déferri-sation - démanganisation efficace (teneurs résiduelles < 0,05 mg/l) permet de résoudre ce problème.

2.1.2. L'aluminium résiduel après un traitement de clarification au sulfate d'alumine est non significatif si le pH de coagulation est compris entre 6 et 7,5. Avec certains types d'eaux, en dehors de cette zone on peut avoir de l'aluminium restant en solution, susceptible de flocculer lentement et former des dépôts sur le réseau. Le remède consiste à veiller à l'ajustement du pH ou à utiliser comme coagulant un sel de fer s'accommodant d'une zone de pH plus large.

2.1.3. L'ion ammonium peut favoriser le développement d'amas biologiques constitués de bactéries de la nitrification: c'est le cas en particulier d'eaux de forages profonds qui peuvent être distribués sans traitement bactéricide. A long terme, les dépôts biologiques s'accumulent et finissent par se remettre en suspension, ou produisent des produits sapides. Le remède consiste à éliminer l'ion ammonium par un procédé chimique ou biologique.

Par conséquence indirecte, ces dépôts, quel qu'en soit l'origine, favorisent la concentration de matières organiques et de bactéries indésirables (colliformes, pathogènes facultatifs ou autres) ou permettent le développement d'animalcules esthétiquement indésirables. Ils peuvent également créer localement des zones anaérobies dont nous reparlerons en 2.2.

2.1.4. L'agressivité et la corrosivité de l'eau ne sont pas définies par des normes précises. En milieu aérobie, la corrosion des canalisations n'influe généralement pas sur la qualité de l'eau mais peut compromettre la pérennité du réseau (on a noté toutefois la possibilité de remise en solution des matières organiques dans des conduites anciennes). Il n'en est pas de même dans des conditions d'anaérobiose (voir 2.2.).

2.2. La conception du réseau peut être à l'origine de deux types d'action, généralement interdépendantes: actions biologiques et actions physico-chimiques.

2.2.1. La dégradation de la qualité biologique est à craindre dans les réseaux de grandes longueurs où le temps de séjour (canalisations et réservoirs) est important et particulièrement si l'eau distribuée est à

température élevée (cas des eaux de surface en été). On observe alors une augmentation anormale du dénombrement total des germes banaux ou d'autres microorganismes non pathogènes qui peuvent céder des métabolites sapides (actinomycètes créant des saveurs de moisi).

2.2.2. La dégradation de la qualité physico-chimique est particulièrement à redouter en cas de stagnation de l'eau: il se forme alors des zones anaérobies soit dans la masse de l'eau, soit plus couramment au voisinage des parois en matériaux ferreux. La figure ci-contre indique les diverses réactions physico-chimiques et biologiques conséquentes et susceptibles de dégrader la qualité de l'eau. Cette circonstance se produit dans les réseaux où la circulation de l'eau est irrégulière, intermittente, parfois nulle.

Exemples:

- zones d'équilibre des réseaux maillés
- antennes de réseaux de grandes longueurs trop largement dimensionnés ou en attente de raccordements
- conduites d'interconnexions de sécurité (fermées en circonstances normales)
- réservoirs d'équilibre où l'eau ne circule pas ou peu
- réseaux de régions touristiques où la population est très variable suivant la saison

3. Remèdes

3.1 Les solutions à ce problème passent d'abord par la surveillance de la qualité des eaux au moyen d'analyses nombreuses et suffisamment détaillées.

Des tests ou mesures spécifiques permettent de connaître et prévoir l'évolution de la qualité de l'eau:

- test du "flacon" qui consiste à simuler in vitro le comportement de l'eau pendant quelques jours
- dosage du COA (Carbone organique assimilable). Des études sont poursuivies afin d'adopter une souche bactérienne qui fournisse un test pratique et représentatif de la fraction du carbone organique de l'eau, cause de l'évolution biologique.

3.2. Les solutions concernant l'exploitation du réseau sont de divers ordres:

- mesures à prendre pour éviter les zones de stagnation ou de faible écoulement - éventuellement envisager des campagnes de purges ou de chasses systématiques à l'aide de dispositifs de décharge

- maintien d'un agent bactéricide stable par application d'un taux de traitement suffisant au départ de l'adduction ou par traitement complémentaire en cours de distribution

Le chlore est actuellement controversé à cause du risque de formation de trihalométhanes. Les études en cours portent:

- sur l'amélioration des filières de traitement pour éliminer les précurseurs d'haloformes

- sur le remplacement du chlore par un autre agent bactéricide remanent tel que le dioxyde de chlore qui n'entraîne pas la formation d'haloformes.

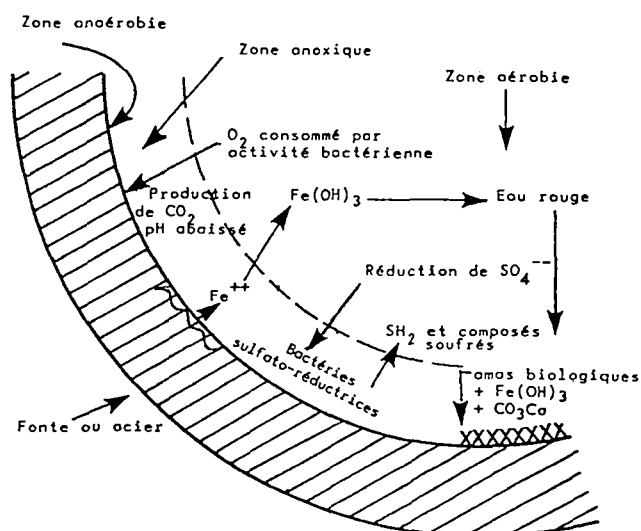


Figure 1. Réactions Electro-Chimiques et Biologiques en Conduite Stagnante

GERMANY

Dr Walter Kölle, Hannover

The behaviour of drinking water on its way from the water works to the consumers has been a focal point of attention in West Germany for many years. In detail, the following experiences were made:

1. Nature and extent of changes

1.1 Physical changes

In many cases it depends on the type or power of analysis whether a particular change is identified as physical or chemical e.g. trivalent iron, may be shown chemically as iron and physically as turbidity or discoloration.

1.2 Chemical changes

A crucial problem is corrosion in the older parts of large urban distribution systems, especially the production of trivalent iron ("red water"). Several trends lead to an intensification of this problem among them the stagnation caused by water saving activities. More important, however, is the increasing neutral salt content of many raw waters, especially ground waters, because of agricultural activity. Depending on the nature and amount of fertilizers as well as on the nature and constituents of oxidation processes, a number of quite different chemical changes may occur, which are in most cases painful to natural protective layers on cast iron and steel pipes.

The advantage of plastic pipe material with respect to corrosion resistance is—to some extent—compensated by the fact that contamination by organic solvents or fuels can penetrate the pipe wall. In some cases, organic contamination of drinking water have made the replacement of plastic pipes necessary.

Increasing attention is being focused on lead pipes which are used as house connecting pipes and domestic plumbing. At present analytical and technical data is being collected as a basis for setting priorities for replacement.

Precipitation can be avoided by appropriate water treatment. The conscious use of biological processes within sand filters has produced considerable effects in some cases e.g. the removal of up to 1 ppm of manganese giving to residual concentrations of less than 2 ppb. However, old manganese deposits still exist in some distribution systems, especially in the northern region of Germany, but are not of general significance as a source of turbidity.

Special attention has to be focused on complex supply systems when distribution systems that are fed with waters of differing chemical composition and from different directions, because under these conditions corrosion products or precipitates, if present, are very likely to become mobile.

1.3 Microbiological changes

Microbiological changes within the distribution system are not a widespread problem. The German drinking water legislation gives detailed rules for maintaining hygienic conditions during production and distribution of drinking water. A particular question is the balance between the disinfecting effect of chlorine on the one hand and the avoidance of haloform formation on the other hand. The microbiological aspect is of undisputed priority. The substitution of chlorine dioxide for chlorine is far less usual than other changes in the treatment process to produce less haloforms.

It is evident that sulphate-reducing bacteria as well as iron oxidizing bacteria play an important role in the corrosion process of cast iron pipes. Their influence on the water quality is, however, not yet clear.

A quality change which has chemical and microbiological aspects is

the formation of nitrite in the distribution system, if nitrate is present. High nitrate concentrations are usually the consequence of agricultural activity. Thus conforming with the EEC limit of .1 ppm of nitrite may be difficult in some cases.

1.4 Biological animal life

Biological animal life is not a general problem.

2. Prevention and control of corrosion

2.1 Difficulties of control

The most difficult problem of water distribution in Germany is the interaction between water and pipe materials. There is the paradoxical situation that we have to choose between manipulation of the pipe material in the interest of water quality and manipulation of the water quality with respect to the pipe material. Optimization of these problems is probably not only the most difficult but also the most expensive task of water supply.

2.2 Techniques of prevention

Prevention and control of corrosion problems is possible generally by

- periodical cleaning and flushing of the unprotected pipe sections in the sense of "classical" control measures,
- dosage of inhibitors, especially phosphates,
- subsequent cement mortar coating and
- renovation of old pipes.

The patters of the cost trends of these alternatives are naturally quite different. Subsequent coating and pipe renovation are the most expensive solutions with respect to the immediate investment costs but, in the long run, they are considered to be most advantageous because they have the character of a "final solution". The German water works make use of all of these alternatives in a very individual way, depending on their individual conditions such as the corrosive behaviour of the water and the state and structure of the distribution system.

The problem of changes in the supply conditions has been solved by several water works by operating stepwise with extreme care and, in addition, by dosing phosphate during a limited period of time.

2.3 Priorities

An expensive research and development program in the field of corrosion will be finished next year. This program, sponsored by the German government, included basic research and field studies, mainly about domestic plumbing problems, but also about other questions, e.g. the range of water quality parameters which limits the use of cement mortar coatings. A working group consisting of chemists, biologists and material testing specialists was constituted two years ago; its object is to clear up biologically induced corrosion phenomena.

The German Technical and Scientific association for gas and water (DVGW) is studying future research and development needs. The study also includes quality problems in the distribution network. The DVGW are also studying the situation with respect to the formation of nitrite.

Numerous individual activities exist at water works, universities, research centres, and authorities which can be subordinated under the general heading "interaction between drinking water and pipe materials".

IRELAND

C. N. O'Connor

1. Nature and extent of changes

1.1 Physical

(a) Discoloration

Problems under this heading seem to exist in many systems but the fault is usually due to inadequate sedimentation or filtration facilities rather than corrosion, or metallic substances in solution in the water. The problem is most pronounced in cul de sacs or terminal pipelines and in these cases the situation is eased, but not eliminated, by flushing out from fire hydrants.

(b) Turbidity

Generally, turbidity figures are considered to be satisfactory.

(c) Taste and smell

One Water Authority has encountered a taste problem, which arose in the process of adjusting the treated water to a pHs of 8.3. At pH 7.9 severe taste problems occurred in the system. No explanation for this has been found to date.

1.2 Chemical

(a) Corrosion

Corrosion of spun iron water mains is fairly widespread, mainly in areas where the water supply is soft and has a low pH. In these areas the mains in use are generally over 50 years and not concrete lined as would be the case today. Some Authorities are experimenting with lime dosing to adjust the pH and thereby reduce corrosion. It has been noted also that pitting of concrete pipes and concrete lined iron pipes has occurred leading to appreciable reduction in "C" factors. This is a surprising and unwelcome feature. Corrosion of lead piping is also a problem in some places and pH adjustment is being considered, in view of the possible health risks.

(b) Precipitation from Water

There have been one or two instances of alum in solution passing through the filters and reforming in the arterial water mains. This led to a deposit on the walls of the water mains within one case, a

very substantial increase in head loss and a corresponding reduction in flow. Generally, this problem has been overcome by swabbing. In one instance a major aqueduct had to be cleaned, over a distance of 12 miles, with the help of sub aqua divers, as its capacity had reduced from 25 m.g.d. to 19 m.g.d. due to the alum deposit.

1.3 Microbiological

There is a case on record of contamination occurring in a large uncovered service reservoir due to sea gulls frequenting it. The problem was overcome by obtaining a tape recording of the cry of a wounded gull which, incidentally had to be the cry of the particular species of gull visiting the reservoir. The recording is broadcast through loud speakers every 6 minutes during day light hours and has proved extremely successful in discouraging these gulls and eliminating the pollution.

Apart from this, bacterial or fungal contamination has not been reported. All Authorities endeavour to supply an E. Coli free water.

1.4 Biological Animal Life

Complaints of the presence of *ascellus aquaticus* are quite common in Ireland. These are received mainly during the summer months and are

only local outbreaks. They never reach the epidemic proportions we read about in some other countries. It has, therefore, never been found necessary to use permetrin, or any other similar drug, to eliminate these animals. Generally it is sufficient to flush out at fire hydrants in the affected locality. Failing this, swabbing the affected water mains has proved effective.

2. Prevention and Control of Water Quality

2.1 The most difficult form of contamination to prevent or control is that arising from the accidental spillage of oil or dangerous chemicals. A diesel tank overturned two years ago and the spillage found its way, one week later, into a river used for public water supply. The first traces of oil passed unnoticed through the treatment works and gave rise to widespread consumer complaints.

2.2 The oil spillage referred to in 2.1 was entirely eliminated by the use of powdered activated carbon. The oil did not persist in the system, disappearing within one week.

2.3 No special research is underway on this subject. Close liaison between the various Local Authorities and the public has ensured early notification of possible problems.

ITALY

A. Borgioli & P. Martini, ACEA, Rome

A) INTRODUCTION

Italian aqueducts are fed mainly by ground water (spring, aquifers), which often have their origin in calcareous rocks; these waters normally have an excellent carbonatic balance; they require no physico-chemical treatment and do not cause problems in the network.

The investigation of the national situation considered systems that display situations different from the optimum described above but have effective quality control. They serve about 9 million persons and the general characteristics are shown in Tables I and II.

No ground water is treated, except for the addition of chlorine, while surface waters are generally subjected to a complete treatment.

B) PHYSICAL AND BIOLOGICAL ASPECTS

Water color and turbidity

Color and turbidity found in Bologna are attributed to the presence of manganese in solution which reacts with the chlorine. The phenomenon is accentuated by the use of chlorine dioxide, owing to the special kinetics of the oxidation-precipitation reaction.

Control is limited to the differential use of chlorine-based disinfectants, to periodic flushing of the mains, and to reduction in the

use of ground waters richer in iron and manganese. Water treatments at the origin are under study.

A similar phenomenon has taken place in Turin. The strong blackish brown color of the water due to the deposit of oxides of iron and manganese, was associated with the development of colonies of bacteria. The difficulty was eliminated by the construction of a demanganization system (the phenomenon had entirely disappeared after 3 years).

In Rome there have been sporadic cases of turbidity due to the presence of residual substances used in the coagulation treatment.

Taste and odor

These organoleptic characteristics usually get worse when treated surface waters are used. This is caused by the presence of organic residues and the products then reaction with chlorine (Rome, Ravenna, Trieste, Turin, Bologna).

Organoleptic problems (a "plastic" odor and a persistent astringent taste) in the waters distributed in the Trieste aqueduct were noted, owing to the use of conduits in high-density polyethylene, though this had provided satisfactory results under the "release" tests.

Biological and microbiological aspects

In the cases in question no deterioration of this kind was noted.

TABLE I: General Characteristics of the Water Systems Examined

DISTRIBUTION AGENCY	AMGA GENOA	MUNIC. WATERS TURIN	ACQUED. MILAN	AMAC BERGAMO	AIM VICENZA	ACEGA TRIESTE	AMGA BOLOGNA	AMGA RAVENNA	CITY FLORENCE	ACEA ROMA	CASMEZ SASSARI
Inhabitants served	350.000	1.290.000	1.700.000	225.000	132.000	272.000	480.000	200.000	480.000	2.916.000	350.000
Annual volume distributed (m ³ × 10 ⁶)	52	150	300	28	13	72	66	14	85	580	11
<i>Origin of the waters</i>											
Ground water (%)	4	85	100	100	100	—	80	7	5	95	—
Surface water, flowing (%)	16	15	—	—	—	100	20	93	95	—	—
Surface water, non-flowing (%)	80	—	—	—	—	—	—	—	—	5	100

TABLE II: Characteristics of the pipe and of the mains

	A.M.G.A. Genoa	Mun. Water Turin	Aqueduct Milan	A.M.A.C. Bergamo	A.I.M. Vicenza	ACEGA Trieste	A.M.G.A. Bologna	A.M.G.A. Ravenna	CITY Florence	A.C.E.A. ROMA
<i>Materials:</i>										
Steel Km.	32	143	700	379	80	320	36	15	—	500
Cast iron ..	268	1202	1370	126	245	400	35	10	720	2630
Asbestos cement ..	—	111	—	126	10	2	510	330	—	—
PVC ..	—	9	—	—	3	—	—	—	—	—
Polyethylene ..	—	—	—	—	2	—	—	—	—	—
Other ..	—	6	—	—	—	—	—	—	—	—
Tot. mains length ..	300	1471	2070	631	340	722	581	355	720	3130
<i>Internal lining</i>										
— Bituminous ..	290	1190	1470	379	100	320	71	15	500	3130
— Cement type ..	—	271	600	—	—	60	—	—	220	—
Average age (years)	35	35	35	30	20	40	23	20	=	25
Average diam. (mm.)	175	185	250	100	130	150	150	150	=	200

C) CHEMICAL ASPECTS

Internal corrosion of the pipes

In the Turin network widespread tuberculation with the formation of iron carbonates and hydroxides on cast-iron and steel pipelines is caused by slightly aggressive waters. At Terracina the water taken from a spring is strongly corrosive and treatment with polyphosphates has been successfully used. In Trieste the water is moderately reactive with limestone, but approaches the equilibrium state as the temperature rises.

In the case of the Sassari aqueduct the water distributed, though treated with CaCO₃ to bring its saturation index to the right level, gives rise to corrosion phenomena in the mains. Presumably organic substances not as yet fully identified are absorbed by the calcium carbonate and prevent the compact precipitation necessary to protect the pipes. Cleaning has shown itself to be difficult and expensive, though done with special scraping devices.

Deposits

Ferrous and earthy deposits are frequently found often together and also relate to ground waters. The phenomenon reveals itself by the entrainment of the suspended particles to the user's water meter and faucet. In some cases (Turin, Milan), this trouble is caused by the development of ferrous and manganous bacteria.

In the case of Rome aqueduct "Marcio", though the original water is perfectly clear, slimy sediments are formed in the distribution network which cause temporary turbidity when the direction of flow alters. These sediments are products of calcium and magnesium oxides, silica, and iron and aluminium oxides; these are carried by the spring water, themselves products of marly-calcareous rocks.

Modifications of the chemical characteristics

A phenomenon that deserves to be studied more in depth is that tied to the appearance of T.H.M. following disinfection treatments, and their increase within the network (Table III). Reduction of these products is obtained by eliminating the prechlorination process using hypochlorite (Rome).

D) CONCLUSIONS

The examination of the documentation in Italy confirms the following general conclusions:

- 1—The quality of the water at the origin determines the modifications it will undergo in the mains.
- 2—Chlorination treatment must be regarded as a possible cause of deterioration of the water's organoleptic characteristics, as well as of the formation of trihalomethanes.
- 3—Too high a concentration of residual coagulants in the filtered waters can cause a secondary chemical precipitation in the mains.
- 4—When waters of diverse origins and qualities are mixed in the mains, deterioration must be expected.
- 5—Corrosive waters can contribute to the formation of sediments due to solution of the iron in the pipes, and can favor biological activity.
- 6—The problems of deterioration are the more intense as the water-temperature is higher, and as the consumption, velocity and movement of the water in the system are the lower.
- 7—The multifarious causes of water deterioration, the variety and uniqueness of the situations, the incomplete knowledge of water's chemical dynamics, all make necessary, in our opinion, a detailed study of prevention for each situation.

TABLE III: Content of volatile organohalogenes after treatment and in the network

	Genoa Surface water Disinfection: chlorine	Trieste Surface water Disinfection: chlorine	RAVENNA					
			Ground water Disinfection: chlorine			Surface water Disinfection: chlorine-dioxide		
			After treatment	in network	After treatment	in network	After treatment	in network
Chloroform	2,2	8,3	0,5	1,8	≤1	≤1	85-155	85-155
Dichlorobromomethane	0,6	2,60	0,7	2,1	0,0-2	0,10-8	24-34	24-34
Dibromochloromethane	<0,2	0,6	0,6	2,0	0,10-2	1,5-14	12-54	12-54
Bromoform	<2	<2	0,1	0,4	0,5-2	25-56	4	18
Carbon tetrachloride	0,08	0,08	0,0	0,0	<0	<0	<0	<0
Methylchloroform	—	—	0,9	0,9	—	—	—	—
Trichloroethylene	<0,2	<0,2	1,0	1,0	0,30	0,40	<0	<0
Tetrachloroethylene	<0,02	<0,02	0,2	0,2	0-0,16	0,0-18	<0	<0

JAPAN

Hiromichi Nojima, Deputy Director, Construction & Maintenance Dept., Waterworks Bureau, City of Sapporo

I. Nature and extent of changes

In many cities in Japan, coloured water problems such as brownish water and blackish water have been experienced: the former usually caused by rusting of pipes; and the latter by manganese (Table 1).

Rusting affects cast-iron or ductile-iron pipes without long-lived protective lining. In general, the natural waters of Japan are soft and therefore to some extent corrosive. Free residual chlorine can oxidise manganese so that coloured substances are formed and gradually

accumulate on the inner surface of pipes, and sudden change of flow rate and direction then makes the water black.

According to the *Water Quality Standards*,⁽¹⁾ the recommended value of manganese concentration must be less than 0.05 mg/l in drinking water. It is estimated that about 70% of raw water used in the cities with more than 5,000 population contains manganese less than 0.05 mg/l. Nevertheless even this small amount of manganese has been causing trouble.

The fact that trihalomethanes increase in the distribution network

TABLE 1: Coloured water and countermeasures

	Colored water	Cause of coloured water		Condition of inner surface of pipe		Treatment of water purification plant			Periodical pipe cleaning
		Iron	Manganese	Rusting	Deposit of coloured substance	Iron removal	Manganese removal	PH adjustment	
Experienced % (Number of bureaux)	92.9 (39)	92.9 (39)	59.5 (25)	95.2 (40)	83.3 (35)	40.5 (17)	59.5 (25)	45.2 (19)	69.0 (29)
Not experienced % (Number of bureaux)	7.1 (3)	—	—	4.8 (2)	16.7 (7)	59.5 (25)	40.5 (17)	54.8 (23)	31.0 (13)
Total % (Number of bureaux)	100.0 (42)	92.9 (39)	59.5 (25)	100.0 (42)	100.0 (42)	100.0 (42)	100.0 (42)	100.0 (42)	100.0 (42)

Based on data of 42 waterworks bureaux having more than 200,000 service population, selected at random.

requires to be taken into account in setting up countermeasures against the problems they might create. No trouble caused by bacterial or biological contamination has yet been reported; each waterworks bureau is responsible for keeping residual chlorine at a level required by the Waterworks Law to prevent such problems.

II. Prevention of corrosion and control of water quality

A guide, *Countermeasures for Coloured Water*,⁽²⁾ shows present procedures for the prevention of coloured water. The guide suggests the following 3 methods of corrosion prevention:

(i) To improve water quality by making a pH adjustment through the dosage of alkaline chemicals at water purification plants.

Some waterworks bureaux have been adopting this method (Table 1).

(ii) To use pipes fitted with long-lived lining (i.e. cement mortar) or for smaller sizes polyethylene pipes.

Many cities have started using these pipes (Table 2).

(iii) To renovate old pipelines.

Very recently, some big cities in Japan have been using this method.

Waterworks bureaux using raw water of more than 0.05 mg/l manganese concentration have been trying to remove manganese by

using pH adjustment, prechlorination, and potassium permanganate treatment. Complete removal, however, is next to impossible, and so the periodical pipe cleaning is necessary. This method has been adopted in many cities (Table 1). This periodical cleaning is also effective for rust removal.

Recently, the Ministry of Health and Welfare has decided that the recommended annual average value of trihalomethanes should be less than 0.1 mg/l. Practical research is now under way, and values higher than this have not been reported so far.

Trihalomethanes are likely to be formed when chlorine is added to the water containing organics. From the viewpoint of waterborne disease prevention, however, chlorination must be continued for effective disinfection. Therefore, the reduction of trihalomethanes should be done as much as possible in water purification plants before entering the distribution network.

Clearly to control coloured water and the increase of trihalomethanes in the distribution network is our most urgent task.

Notes:

(1) Ministerial Ordinance on Water Quality Standards, the Welfare Ministry, 1978. Also, refer to Supplementary Ordinance in the same year.

(2) Guidelines for Waterworks Technical Management, JWVA, 1975.

TABLE 2: Pipelines in some large cities (1980)

Diameter (mm)	Total	Lining pipes			Coal tar lining pipe	Asbestos cement pipe etc.
		Cement mortar lining pipe	Renovation of old pipe	Total		
75-350 % (km)	91.30 (43,978)	50.51 (24,332)	4.58 (2,208)	55.10 (25,540)	14.46 (6,967)	21.74 (10,471)
400-900 % (km)	7.26 (3,495)	5.06 (2,438)	0.08 (39)	5.14 (2,477)	1.70 (818)	0.42 (200)
1000-1500 % (km)	1.27 (613)	0.87 (417)	0.01 (2)	0.87 (419)	0.27 (132)	0.13 (62)
1650-2000 % (km)	0.17 (83)	0.15 (71)	0.00 (0)	0.15 (71)	0.01 (5)	0.01 (7)
Total % (km)	100.00 (48,169)	56.59 (27,258)	4.67 (2,249)	61.26 (29,507)	16.44 (7,922)	22.30 (10,740)

Based on data of 34 waterworks bureaux having more than 200,000 population, selected at random.

NETHERLAND

D. van der Kooij, KIWA, Rijswijk.

1. Nature and extent of changes

1.1 Physical and chemical changes

Depending on the age and nature of the system, distribution practice and the quality of the distributed water, various interactions between construction materials and the water may result in quality deterioration. Discoloration and turbidity problems mainly occur when water is distributed in old cast iron pipes. Studies are being conducted by KIWA in co-operation with the Dune Waterworks of The Hague and the Municipal Waterworks of Amsterdam using in-situ continuous monitoring systems to assess changes in water quality (turbidity, oxygen concentration, pH, temperature) and to locate the areas in the system where problems are greatest. In addition, segments of pipes are being studied with physical, chemical and bacteriological techniques to elucidate the nature of the processes involved in corrosion of iron pipes (Lit 1).

Recent investigations by KIWA in co-operation with the National Institute for Drinking Water Supply (RID) and the waterworks concerned revealed that concentrations of lead in water transported through lead pipes without tin lining were frequently above the maximum acceptable concentration of 0.05 ppm as defined in The European Council Directive of 15th July 1980 (Lit 2). Investigations of copper concentrations in distributed water are in progress.

A severe problem appeared recently caused by the pesticide methylbromide which penetrated plastic piping material (low density polyethylene LDPE) in private installations. Research at KIWA revealed that methylbromide penetrated LDPE and high density polyethylene (HDPE) but not through polyvinylchloride within 8 weeks (Lit. 7.).

1.2 (Micro) biological changes

Provided that water is fully treated no significant regrowth occurs.

Water quality changes resulting from regrowth of micro-organisms in the distributed water usually have no hygienic importance, but may give rise to technical and aesthetic problems. A specific case of regrowth was observed with one waterworks where *Mycobacterium kansasii* was found to colonize the water systems in buildings. Samples from tap water belonged to the same phage type as those from clinical specimens, which supported the hypothesis that man can become infected by *M. kansasii* present in tap water. (Lit. 3, 4).

Microbiologically induced quality deterioration may occur when water containing ammonia is distributed. In such situations NO_2^- is formed by nitrifying bacteria during distribution of the water. Materials used for construction may also stimulate regrowth. Regrowth of coliform bacteria in sections of repaired or newly constructed mains was caused by lubricants.

Although animals may be observed in the distribution system by using specific sampling techniques, complaints caused by their presence are very rare.

2. Prevention and control of water quality

2.1 Materials

In preventing water quality deterioration during distribution, the selection and testing of materials used for construction of the system is of main importance. In the Netherlands materials and chemicals which come in contact with drinking water are judged toxicologically according to the so called "Positive List System" (Lit. 5). The Positive List of a specific product is a list of substances (monomers, additives, impurities) which are allowed to be included in the product. It excludes all other substances. For those substances which are moderate toxic, limitations are defined in the Positive List with respect to the amounts present in the product and the migration into drinking water. The complete composition of a product as supplied to KIWA

on a confidential basis is compared with the Positive List. KIWA performs the migration tests or determines the amounts of impurities. Products meeting the Positive Lists in all aspects, are granted the "KIWA-Certificate of Toxicological Aspects".

Formation of Positive Lists is a main research objective in the field of prevention of water quality deterioration. This is also the case with permeation studies.

2.2 Water conditioning

Investigation of the presence of lead and copper in drinking water revealed relationships between pH, total alkalinity, temperature and the concentration of these metals (Lit. 2.). From these results it is concluded that lead and copper concentrations may be decreased by increasing the pH. To what extent an increase of pH is practicable and permissible depends on the hardness of the water. Further studies are in progress.

Microbial regrowth depends on the presence of assimilable compounds. These compounds may be present in the treated water

but may also originate from materials in contact with the water. The concentration of assimilable organic carbon (AOC) as measured by a newly developed technique is regarded as a parameter which may be used to define a water quality in which regrowth does not occur. This subject also forms part of current research (Lit. 6). For the control of animals in distribution systems a KIWA working group has been set up in which a number of waterworks co-operate in studying the presence of animals in water after various treatment stages and in the distribution system.

2.3 Further preventive or curative measures

Further preventive or curative measures include: Improvement of the hydraulic condition of the distribution system (prevention of water stagnation, prevention of rapid flow changes), replacement of materials which contribute quality deterioration, internal cement lining of encrusted cast iron mains and appropriate cleaning programs. The applicability of these techniques depends on both the severity and nature of the problems and on the costs involved.

NORWAY

Per A. Hallberg, Oslo Water and Sewage Works, Trondheimsvn. 5, Oslo 1

1. Nature and extent of changes

General

Norwegian water works are many and small, about 340 each serving more than 1000p. The supply is based on surfacewater: soft, 1.5° dH, slightly acidic, pH 5.8-7.0 due to CO₂ and humic substances and therefore coloured. The temperature of raw water varies from 0-20°C depending on local conditions. Treatment is most often by screening and chlorination is most frequently used. Only some of the water works have their own water control and therefore facts are limited.

1.1 Chemical and physical reactions between water and pipe material giving discoloured water suspended solids seems to be the most important problem. It is most serious in branched distribution systems where water direction and velocity changes. Increased temperature gives more turbidity and complaints. A common situation may be illustrated by an example from Oslo, Fig. 1. Taste and smell complaints occur in combination with discoloured water. It is felt that the problem is more frequently met along "dead ends" and

Fig 2

MAINS WATER BÆRUM 1969/70

Sample Distribution [%]

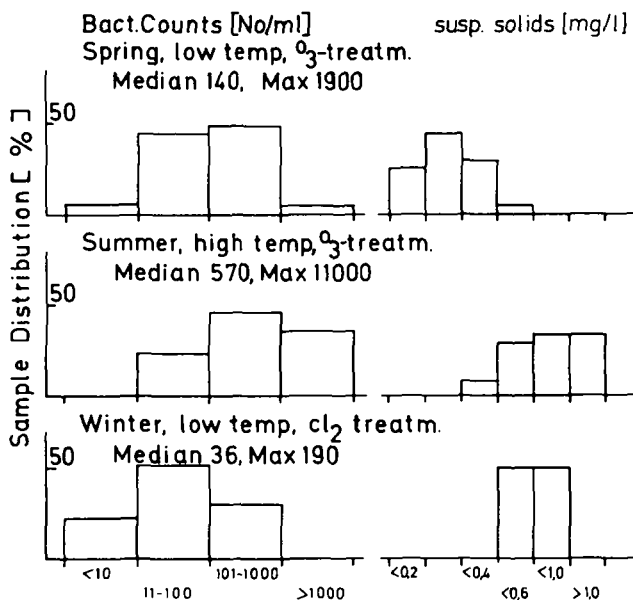
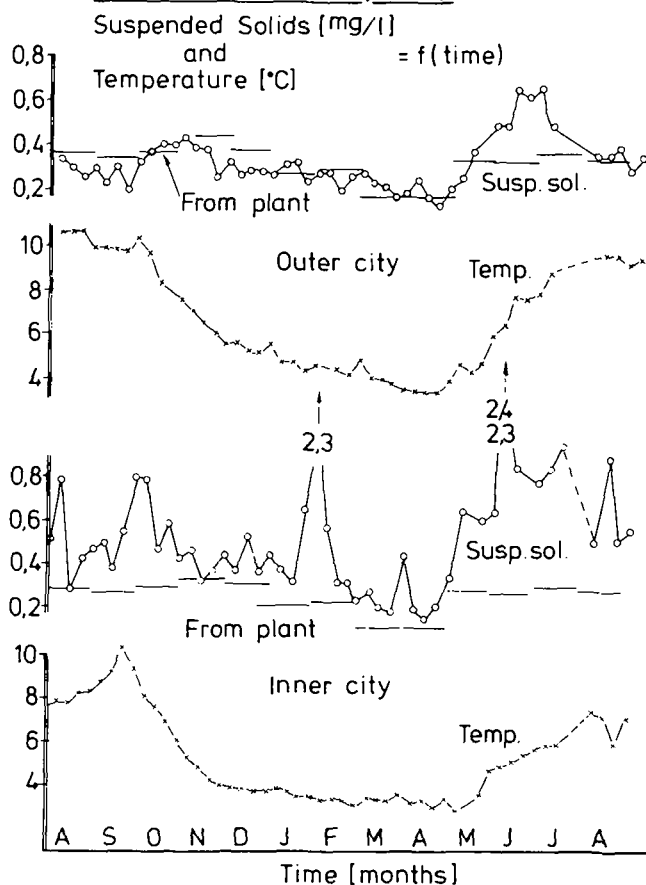


FIG.1. MAINS WATER, OSLO



during summer/vacation time. "Concrete taste" is also recorded when new pipes are put in operation. Special difficulties are encountered when ozonation without filtration is used, Figure 2.

1.2. Chemical corrosion problems are very common due to acidity and perhaps also to complex formation (humic acids). Concrete and asbestos cement pipes are yield calcium, alkalinity and fibres to the water, most pronounced when mains are new. The corrosion decreases with time, Figure 3. High pHs (up to 10-11) are reported and relatively long asbestos fibres, ~ 50 μm, mill/1, have been found in deposits.

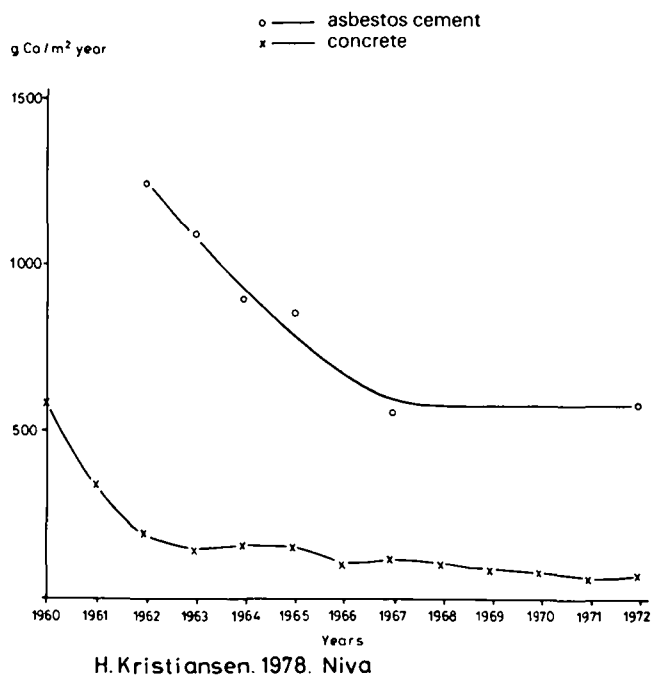
Heavy metals are a problem in tap water. Visible to consumers are green patches on sanitary porcelain, combined with brown spots of humus components. Complaints are regularly received.

One investigation in Oslo gave some increased values for lead and cadmium from mains to tap, but these were still well below max. allowable values.

1.3 Microbiology

In spite of traditional weak chlorination practice and high leakage from distribution system, contamination is not considered to be a problem. Waterborne diseases have been caused by contaminated raw water and inefficient disinfection. Microbial activity is nevertheless thought to play a certain but unknown role in corrosion and sediment formation.

Fig. 3 Calcium extracted from pipe material with time of service



1.4. Animals

Animals have been found on some occasions but are not a common problem.

2. Prevention and control of water quality

2.1. If we couple leakages to quality changes (corrosion) the maintenance and renewal of the distribution network are the main tasks. Discoloured water, i.e. the unwanted coagulation of natural organic compounds, is also difficult to avoid because of weak economy and small plants. Simple alkalization to pH 8,0-8,3 does not eliminate corrosion of concrete and asbestos cement (fibres!) because of lack of buffer capacity. A temperature limit of 10°C is difficult to fulfil.

2.2. Coagulation and filtration are accepted as the most successful processes in reducing colour and related difficulties, but only few water works are built for this treatment. Where deposits occur flushing are used regularly, sometimes in combination with stronger disinfection when bacterial counts are high. Scraping and cleaning of mains are practiced, but the experiences and opinions differ. Most water works have a need to reduce acidity. Sodium and calcium hydroxides have been used for pH-correction.

2.3 Proposed activity: corrosion protection

- Scouring of mains
- Rehabilitation of mains
- Pipe material selection
- Design of network
- Construction techniques
- Leakage control

SOUTH AFRICA

F. C. Viljoen

The Republic of South Africa is a dry country and consequently the available water sources are overtaxed by man and industry. Water quality in the Republic varies from highly mineralized and eutrophic water in the Transvaal and parts of the Orange Free State to soft and corrosive mountain water in Natal and the Cape. The resultant scarcity of water entails the conveyance of potable water over vast areas resulting in very extensive distribution systems and long retention times.

1. NATURE AND EXTENT OF CHANGES

The water encountered in many parts of the country is corrosive and this is particularly difficult to control in areas where the raw water is highly mineralized by mines and industry with sulphate and chloride values of up to 380 and 85 mg/l respectively. Corrosion is also a problem in areas where soft mountain water is treated.

Turbidities in excess of the recommended 1 NTU occur throughout the country; some apparently seasonal or as a result of increased flow, whilst others show no specific pattern. Post-precipitation, corrosion products and suspended material left after pipe work are thought to be the major contributors to this problem.

The long retention times in many distribution systems cause aftergrowth (total counts > 100 org/ml). Faecal coliforms, however, are seldom found and it can be said that the microbiological quality of most systems are generally of a high standard.

Occasionally chlorinous taste and odour complaints are received. Taste, odour and colour complaints associated with algae are more localized to areas treating eutrophied waters. Colour problems are

also experienced in areas treating coloured mountain water and in distribution systems where corrosion is prevalent. Manganese problems occur in areas where the raw water is affected by mining and industrial activities.

The presence of trihalomethanes in concentrations exceeding the EPA recommendations has aroused interest specifically with regard to the increasing organic content of the water in certain areas.

Problems have recently been experienced with a "tarry" substance leached from the bitumen linings of newly laid pipes. The cause of the problem is not yet fully understood but it could be as a result of changes in the composition of the crude presently used in the manufacture of bitumen.

The presence of chironomids in potable water occasionally gives rise to consumer complaints. Ascellus does not pose a problem anywhere in the Republic.

2. PREVENTION AND CONTROL OF WATER QUALITY

Corrosion and turbidity are the most difficult to control.

Control methods used are the following:

1. Maintaining a positive saturation index
2. Provision of protective coatings in pipes
3. Replacement of old pipe lines with non-corrodible pipe lines.
4. Regular scouring.

National priorities include research into better methods of determining corrosivity of water and water treatment processes that would limit corrosion and post-precipitation.

SPAIN

Mr J. Roman de la Nieta

1. PROBLEMS OF WATER QUALITY IN THE DISTRIBUTION NETWORK

The quality of the water in the distribution system can deteriorate for different reasons, some of which are:

1.1 Quality of the water supplied to the distribution system

Even though the water may meet quality standards, the distribution network can receive: Microorganisms which can influence bacterial post-growths; iron and manganese with the possibility of precipitation

by biological processes or by oxidation with residual chlorine; and oxidizable matter. In addition, consideration must be given to the phenomena derived from the aggressiveness of water difficult to control in the treatment process.

1.2 Pipe-water interaction

The principle factors are:

Water flow through the pipes

The formation of sinters and sediments, as a result of corrosive forces in the pipes, is a more critical problem today due to the progressive

ageing of the distribution systems. Iron, manganese and other elements can precipitate by biological processes. The time for which water is retained in the distribution system is also important.

Interior pipe area

A factor of great importance is the relatively very large interior surface area of the pipes. This inner surface has large areas where organic and inorganic waste can collect, and offers opportunities for the development of a multitude of physical, chemical and biological phenomena.

This boundary layer interposes a barrier which protects the embedded organisms from the disinfectant attack, a fact which is important in cases of chlorine depletion.

Temperature influence

High temperatures tend to increase the speed of reactions. The effect of temperature on biological activity is also well known.

Hydrodynamic factors

For perfect quality control it is necessary to know the characteristics of circulation, changes in flow direction, relative degrees of stagnation, water movement near valves, regulators and blind parts of the pipes, water mixtures and the force the water exerts in the formation, accumulation and position of sediments in the pipes.

1.3 Biological pollution and degradation

The survival of microorganisms present in the network is influenced by the presence of adequate nutrients, the temperature of the water, the residual concentration of disinfectant, the antagonistic action of other microorganisms and sudden pulses in the water pressure.

1.4 Interconnections

Interconnections permitting inflow to a supply of waste water or of foreign chemical substances are very dangerous.

Negative pressures in a distribution system can introduce polluted or waste water, or other liquids, from the installations of the user to the supply system of the edifice, and under extreme conditions to the distribution system of the community.

1.5 Tanks

Badly protected tanks in the distribution system can contribute to pollution of the distribution system various ways: by being uncovered; by the entrance of wind-blown matter through the ventilation openings of covered tanks; by defective coverings which permit infiltrations; and, in the case of cisterns, by drainage water or by seepage.

1.6 Inadequate disinfection of pipes.

1.7 Defective installation or construction of pipes.

1.8 Defective installation or construction of drain, pressure or safety valves.

1.9 Infection of pipe-joint packing.

1.10 Post-growths.

2. PLANNING AND CONTROL OF WATER QUALITY

2.1 Disinfection of pipes and tanks

To maintain bacteriological quality it is necessary to disinfect both new and repaired pipes. Disinfection must be accompanied by thorough washing of the pipelines by pumping water through them. Adequate disinfection of tanks after construction or repair is also necessary. Satisfactory results have been obtained by spraying the tank surfaces with concentrated chlorine solutions after they have been thoroughly pressure-washed and then filling the tanks with chlorinated water.

To disinfect pipes, specific chlorination of at least 25 mg/l of residual chlorine should be used after 24 hours of permanence in the pipeline. Various methods can be followed. The best results are obtained with portable chlorinators, either of chlorine gas or of hypochlorite solution. If this is not feasible calcium hypochlorite tablets can be added to produce the desired chlorine concentration.

2.2 Pipe installation

Pipes and coupling materials must be kept clean and be placed in the driest possible ditches or trenches. Neither jute nor hemp packing materials should be used in the couplings, since even though they are not dangerous to public health they can contribute to continuous pollution of the water in the pipes, being the natural habitat of coliform organisms.

New installations are being made with cement-lined ductile piping. The pipe couplings are such that watertightness is achieved through contact of the casting with rubber. This means the complete disappearance of materials which are not of polyethylene and rubber (elastomer).

2.3 Improvements in hydrodynamic factors

Care must be taken to see that the distribution network is as meshlike as possible, with limitation of the branching, low consumption pipes, dead ends, sharp changes in direction, etc., which in practice are points of possible deterioration of water quality to those indispensable for carrying the water to the consumer.

At such points, apart from the coloring and increase in turbidity from the reaction of the accumulated sediments with rapidly free chlorine and more slowly with the combined chlorine, nitrification of the ammonia occurs. Hence the presence of nitrites and depletion of the residual chlorine, with the possible appearance of unacceptable odors or tastes or bacterial growths and even anaerobiosis.

SWEDEN

Torsten Hedberg, Department of Sanitary Engineering, Chalmers University of Technology, Gothenberg

Distribution network and current problems

The total length of the distribution network in Sweden is 52730 kilometers, which corresponds to a mean length of 7.5 m per person. The distribution and the change in materials used during the year 1968-1979 are shown in Fig. 1.

The predominant materials in house installations are copper, steel and galvanized steel.

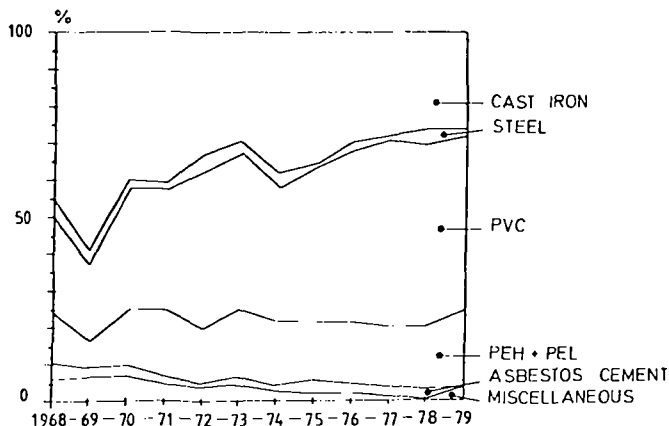


Fig. 1. Material distribution in per cent for water mains.

A deterioration of the water quality in the distribution network is mainly observed as "red" water, green coatings in sanitary installations, and turbid water. The extent of quality problems is not quite clear. However inquiries and articles in newspapers might give some idea of the magnitude and type of the problems. Newspaper articles have shown that the problems include taste and odor and discoloring of the water; bacteriological contamination; high copper content; high iron and manganese content.

Detailed investigations of quality changes in the distribution network and preventive measures

The causes of quality changes in the distribution system are not necessarily in the network itself but in the whole water supply system and may include: biological and chemical changes in the raw water supply; operational routines at the waterworks; method of treatment; water detention time in the network; mixing of waters; corrosion—scaling; and microbiological activity. These follow some examples where operational routines, methods of treatment, or corrosion caused the deterioration.

One investigation of about twenty Swedish surface water treatment plants showed that the chemical treatment process does not always function acceptably (Hernebring 1980). Thus, there is a risk that inorganics as well as organics may enter the distribution system and give rise to a sludge formation and microbiological activity. In several waterworks the residual aluminium concentration exceeded the Swedish stipulation of 0.1 ppm Al. Values up to 1 ppm Al were found. The investigation made it clear that it is of utmost importance to pay attention to the treatment process. Increasing the buffer capacity of soft waters may be one effective way to improve the process stability (Hedberg 1969, Letterman *et al.* 1979).

The choice of water treatment method is normally based on the bacteriological status and water color, content of organic matter and turbidity in the raw water. The treatment method chosen may have some disadvantages from a corrosion point of view. Residuals from the coagulant, chlorides or sulphates, may increase the corrosion rate. Organic matter may also affect the corrosiveness of the water. However, it is at the moment difficult to quantify such conditions.

One current investigation in Sweden in three areas with different water hardness has shown quite a different corrosion pattern. Water samples were taken from taps in the morning from the three areas. The water quality is shown in Table I.

TABLE I

Water quality in the investigated areas. Mean values.

	Soft water	Medium hard water	Hard water	
pH	8.7	8.5	7.6	7.7
Total hardness dH	2.5	5.5	13	14
Alkalinity HCO ₃ ppm	53	17	140	250
pHs*	8.3	9.3	7.7	7.6

*Equilibrium pH according to the Langeliers formula.

The results are shown in Figs. 2 and 3. Many factors affect the corrosion process, and many samples are needed before a definite conclusion can be reached. The result, however, indicates that the pH-value is more important than water hardness in copper corrosion, while the water hardness and the low equilibrium pH are important in iron corrosion. Therefore, very soft waters should be hardened and very hard waters should be softened in order to minimize corrosion.

In Sweden, and also in Norway and Finland, most waters are very soft. The first measure to minimize corrosion should therefore be increasing the water hardness. At present, there are 16 Swedish waterworks that are using a water-hardening technique. Different ways of increasing the hardness exist. The method used so far consists of adding lime and carbon dioxide to the water. No proper technical and economic evaluation of the use of the hardening process has been carried out in Sweden yet. The results seem very good, however, and the complaints about the water quality have decreased.

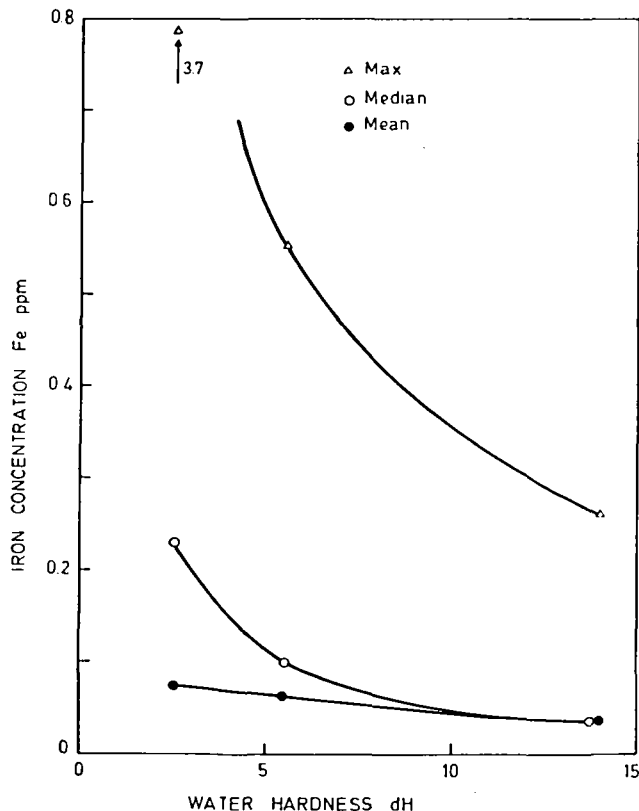


Fig. 2. Iron concentration in tap water vs water hardness.

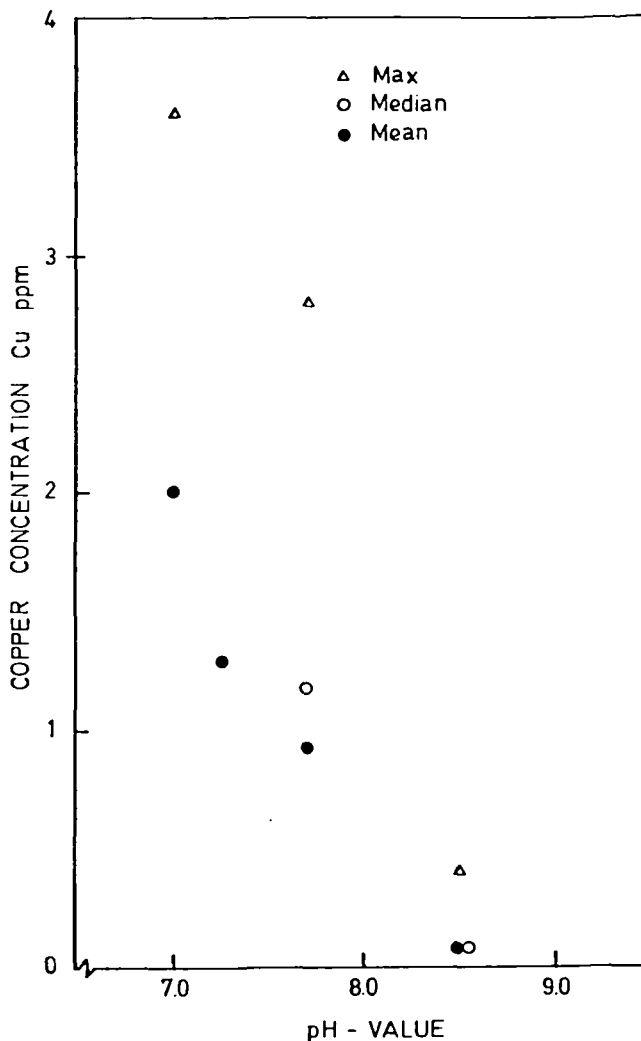


Fig. 3. Copper concentration in tap water vs pH-value.

General Summary

Water quality deterioration in the distribution network has for a long time been neglected. As there is no requirement in Sweden for water quality examination in the distribution network there do not exist compilations on quality of the water that is delivered to the consumers. An examination of water leaving the treatment plant reveals, however, that in most communities the water is corrosive and that a water quality deterioration is to be expected. This is confirmed by a large number of newspaper articles.

Water quality deterioration in the distribution network is of great significance from a technical-economic as well as from a hygienic point of view. It may be avoided to a great extent in existing systems by considering relevant corrosion parameters. The water quality should be characterized by a high buffer capacity, relatively high pH-value, and a positive saturation index.

In Sweden, there is an increasing interest to raise the hardness of soft waters in order to meet stability requirements and thus improve the tapwater quality. At present there are 16 waterworks using methods to increase the water hardness. One investigation on the benefits of the hardness increase is going on at the moment. In general, consumer complaints have decreased where methods for hardness increase are applied.

References

Hernebring, C. Operational studies of waterworks with chemical precipitation (In Swedish). Department of Sanitary Engineering, Chalmers University of Technology publication B 80:1.
 Hedberg, T. Optimization of the chemical precipitation and hardening of soft surfaces waters. (In Swedish) Department of Sanitary Engineering, Chalmers University of Technology publication B 69:1.
 Letterman, R. *et al.* The effect of the Bicarbonate Ion Concentration on Flocculations with Aluminiumsulphate. Journal AWWA, August 1979, 476-472.

SWITZERLAND

Ernest Romann, Dr.sc.techn.ETH, Canton Chemist, P.O.B. 8030, Zürich

The quality of drinking water in the distribution network must be considered under four headings.

- A. The quality of the water fed into the storage tanks and mains,
- B. Changes of quality and dangers in the main distribution system,
- C. Problems in the distribution system of the final consumer,
- D. The qualitative requirements to be met by drinking water.

Point A

The scope of this report excludes all problems relating to the protection of drinking water resources and the wide range of treatment processes applied. The demands placed upon pre-purification are enormous and have to be matched to the particular level of pollution of the raw water concerned. Tens of thousands of chemical compounds originating from natural sources (the soil, plants, animals and human beings) or present in the multitude of products in circulation present a constant and sometimes widely differing threat to drinking water. The quality of the water fed into the system is related to the desired, and to some extent to the technologically feasible, level of purity. A big problem is to ensure that the actual water treatment itself does not introduce undesirable new impurities, e.g. by the formation of chlorinated hydrocarbons.

Point B

Changes of quality within the distribution network may be due to a variety of factors. In the temperate zones of Switzerland we have the advantage that the water is supplied to the system at a fairly cool temperature and stays within a temperature range of about 5-15°C in the buried mains. This has the effect of slowing down chemical reactions.

- The factors giving rise to dangers include the following:
- Unsuitable choice of disinfectant and dosage rates
 - Unsuitable or excessive salt content
 - Mains made of unsuitable material (liable to corrosion)
 - Blended water problems
 - Inadequate circulation through the system

- Repairs and overhauls
- Pipe fractures
- Inadequate sanitary equipment (introduction of impurities due to the absence of check valves, etc., etc.).

Point C

The consumer has an obligation to match the quality and technical features of his installation to the generally very constant, quality of the drinking water supplied to him, and not the other way round.

Dangers in the systems of private consumers may arise from:

- Sanitary equipment of poor quality;
- Fitting of water softeners, which usually function poorly and often result in an undesirable increase in the salt content of the water;
- Location of the distribution system in a room containing a boiler with a consequent enormous increase in bacterial proliferation;
- Inadequate circulation in seldom used branch pipes;
- etc.

Consumers with high quality requirements, e.g. food factories, have to apply further processes such as denitrification, elimination of bacteria, corrosion protection, etc.

Point D

The microbiological requirements can today be achieved as a matter of course and without great difficulty. Much more serious are the toxicological questions posed by the large number of substances potentially injurious to health. An incredibly large number of substances may be present in trace quantities. It is often impossible to detect these owing to the inadequacy of analytical techniques. It is interesting to compare the numbers of molecules present (e.g. 1 ppt CDD = $2 \cdot 10^{12}$ molecules; 1 ppm lead = $3 \cdot 10^{18}$ molecules; 1 ppm Cl_2 = 10^{19} molecules, etc.).

It is certain that most inorganic ions are present in some quantity. From the point of view of the treatment plant operator the following criteria are applicable:

1. Rigorous adherence to tolerance limits in respect of toxicologically significant compounds,
2. As a preventive measure, the endeavour at all times to achieve the maximum degree of purity compatible with available technology.

UK

J. L. van der Post

This report discusses changes in water quality which occur in the distribution system. It does not cover changes that occur in consumers' service connections or plumbing systems. In the UK approximately 99.2% of the population receive a public water supply through mains. The total length of these mains is 338000 km of which 85% are made of cast iron.

The most troublesome group of problems in the UK are those of discoloured water, caused or exacerbated by internal corrosion of iron mains which were originally protected by only a thin layer of bitumenous paint. These problems are likely to be most serious in the more corrosive soft surface waters which represent about 30% by volume, of the total water supplied.

The second most troublesome group of problems are those related to taste, odour and biological growths (including animals) which occur in some supplies, especially those derived from surface sources which contain much dissolved or particulate organic matter, or are difficult to treat. Such supplies can also generate discoloured water and all of those problems are frequently associated with large quantities of soft deposits in the main. The proportion of the supply

that suffers from these types of problem is not known but is likely to be between 15% -30%.

The third most troublesome group of problems are those which arise when a traditional supply is replaced or augmented with another of very different composition. Changes of this kind can lead to problems of discoloured water, taste and odours. It is estimated⁽¹⁾ that by the year 2000, approximately 15% of existing supply networks in the UK will be conveying water of very different composition to those they have traditionally conveyed. Similar effects may arise when a new chemical treatment is introduced to overcome other problems. Of some concern in the UK are the treatments to combat plumbosolvency in plumbing systems.

The above grouping is largely artificial and it is seldom that problems can be easily categorised into those groups. The numerous possible causes of a deterioration in water quality require systematic investigation to ensure that the real cause is correctly diagnosed and that the appropriate measures are taken. It is for this purpose that a "Guide to solving water quality problems in distribution systems"⁽²⁾ has been published. The decision chart in Fig 1 is an example of the

TABLE 1: WATER MAIN RENOVATION TECHNIQUES FOR MAINS UP TO 300 MM Ø

Process	Diameter Range (mm)	Lining Length (m)	Lining Thickness (mm)	Time Out of Service (hrs)	Life Expectancy (yrs)	Hazen-Williams C-Value	Cost/Metre £
CEMENT MORTAR LINING	75-300	100-150	4	24-36	>50	90-110	10.00
FAST SETTING CEMENT MORTAR LINING	75-300	100-150	4	8-10	>50	90-110	10.50
EPOXY RESIN LINING	75-300	100	1	8-10	Under Investigation	110-120	8.50
BITUMEN LINING	75-225	100	<1	8-10	≤10	110-120	4.50

systematic approach to problem solving which is employed throughout this Guide.

During 1980, at least £12 million was spent on investigating and solving water quality problems in UK distribution systems. The majority of this expenditure was on scraping and relining of mains, usually with cement mortar. The use of bitumen for relining water mains has diminished over the last few years, partly because of problems with the solvent used for its application and partly because of its limited durability, and it is now seldom used. Priorities for development in this area are firstly a fast-setting cement mortar which allows a pipe to be scraped and lined and returned to service within 10 hours and secondly epoxy resin as an alternative to cement mortar. Both of these are under investigation in the UK. Table 1 shows the comparative data.

The use of air scouring for the removal of loose deposits from water mains has become increasingly popular over the last 2 years. The method involves injecting air through a hydrant to increase flushing velocities and remove particulate matter. A schematic diagram of this process is shown in Fig 2. Whilst air scouring is only a palliative it does provide additional time in which the cause of the problems can be identified and cured.

It is important that water quality problems, particularly those involving internal corrosion, are not considered in isolation. An important research requirement (being pursued by several water utilities) is to develop methods for surveying and predicting the condition of distribution networks. The requirement is to enable a water utility to determine how it should spend money on renovation and renewal of pipes in order to obtain the greatest benefit in preserving buried assets and providing sufficient hydraulic capacity, in addition to maintaining water quality.

- (1) The Introduction of new Water Supplies into old Distribution Systems. Technical Report TR 146 Water Research Centre, 1980.
- (2) A Guide to Solving Water Quality Problems in Distribution Systems. Technical Report TR 167, Water Research Centre, 1981, 161 pp.

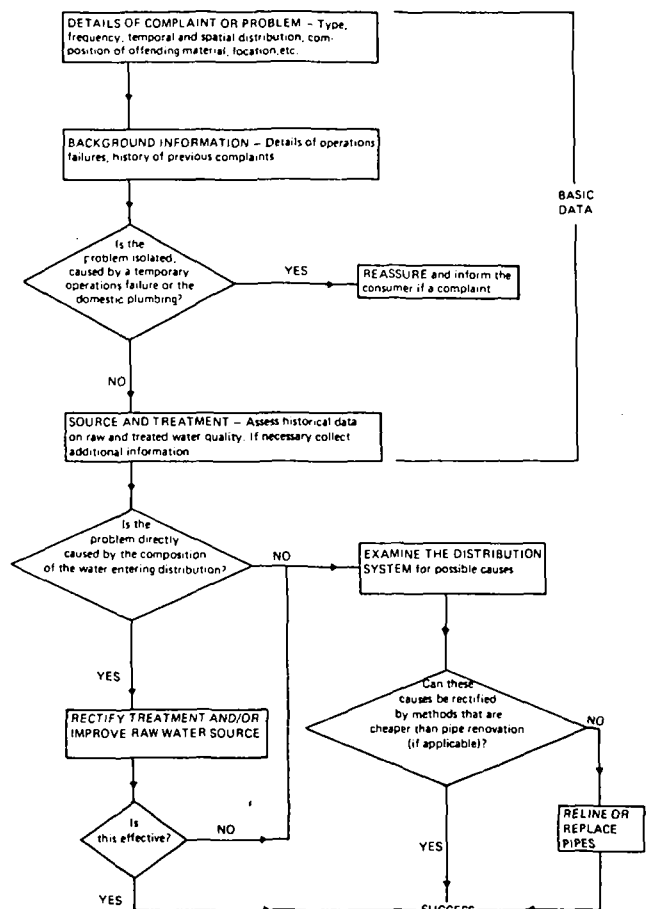


Fig. 1 Schematic approach for solving water quality problems (1)

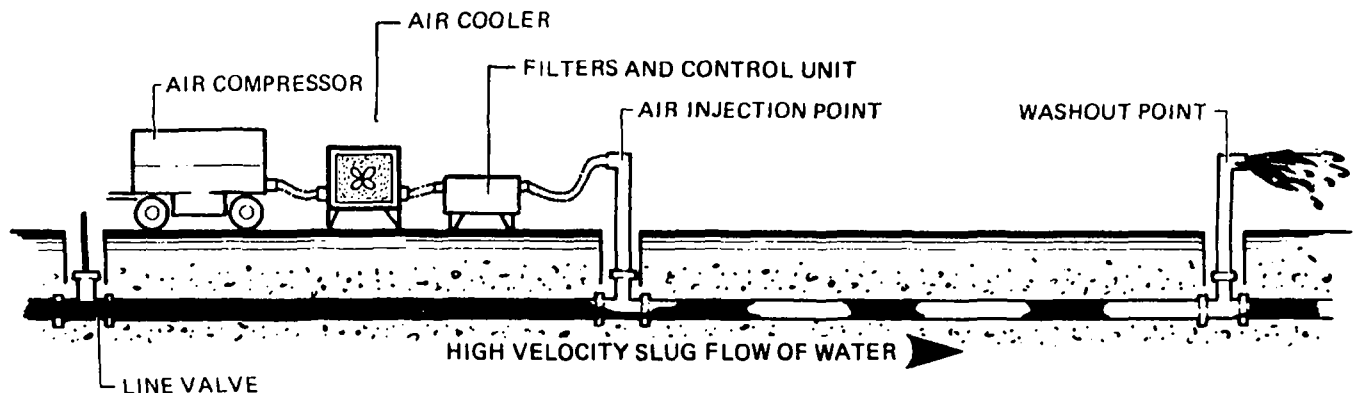


Fig. 2. Arrangement of equipment for air-scouring

USSR

A. Dyachkov, Deputy Head, Moscow Water Supply and Sewerage Administration, Pleteshkovsky per. 4, Moscow

Purified and disinfected water passes a long way from the treatment plant to the consumer. During this time the quality of water sufficiently changes comparing with the initial one. The extent of change depends upon the quality of raw and treated water, pipe material, maintenance efficiency and many other factors and is evaluated by means of comparison with the drinking water standard.

In the distribution system various physical and chemical processes occur influencing each other. For example, chemical corrosion promotes activity of ferrobacteria which form friable or dense films in the tubes, so increasing the hydraulic resistance. Suspended particles and aluminium residues which have penetrated the filter bed adhere easily to the rough tube surface. Suppose only 0.1 mg/l of suspended solids settle in the distribution network, then the amount of settled sludge in the city distribution system with flow rate up to 100,000

m³/day may be 3.6 t/year. An even film of sludge formed by organic and inorganic compounds is a nutrient medium for saprophyte microflora.

As a rule, national standards for drinking water prepared from surface sources do not contain strict requirements for hydrobiological characteristics. Meanwhile, it is well known that chironomids, nematodes, oligochetes, Copepoda, small algae and other species of phyto- and zooplankton can penetrate even through the satisfactory functioning filter media. Non-hazardous by themselves, they can carry pathogenic bacteria and saturate water with nitrogen while decomposing. The Academy of Communal Economy carried out studies which confirmed the possibility of some species of zoobenthos penetrating into the distribution networks depending upon the hydrobiological characteristics of the surface sources. This

fact provides for more thorough control of the treatment plant operation in summer when all the biological processes in the reservoir proceed more actively. For instance, sudden intensive growth of blue-green algae may cause the same difficult conditions for the operation of treatment facilities as turbidity level increase may cause during spring floods.

In extreme cases when all the available methods such as chlorine dosage increase along with pH control, flocculant dosage increase, filter run shortening, have been exhausted, it is necessary to reduce the rate of filtration in order to eliminate hydrobiological contamination of the filtering media.

However, even if the condition of surface water supply sources is favorable, water in the distribution networks of large cities exhibits a noticeable tendency towards the decrease of residual chlorine, rise of colour and turbidity, ferrous content rise and increase of total microbial number.

It is especially obvious in the line dead-ends where water flow rate is low and circulation of water reduces. In the line dead ends placed at 15-20 km from the plant separate analyses show decrease of residual chlorine from 0.4 mg/l to 0.05 mg/l and noticeable increase in turbidity, ferrous content and colour comparing with standard characteristics. The same analyses usually show phyto- and zooplankton accumulation. As a rule, these line dead-ends have old metal pipes. The operating personnel should be aware of the

existence of such lines and supervise them continuously.

With careful operation those places in the line do not present any hazard. Correct choice of sampling points is of great importance.

It should be remembered that if the water flow velocity in the network is more than 1.2 m/s, the hazard of water quality deterioration is lower than in the networks with laminar flow or in the line dead-ends. Washing the line dead-ends with water from time to time or scouring with air once every few years guarantees the necessary water quality.

Sudden and heavy water quality deterioration may arise as a result of bad washing of new lines or sharp change of the flow direction. The responsibility for such incidents is laid upon the operating personnel.

In any case the administration of the water supply system should control the process and tendencies of water quality changes in the distribution network every day in order to support the water quality reserve available at the outlet of the treatment plant.

For instance, if water colour in the distribution network rises by 1-2 degrees then colour level at the outlet of the treatment plant should be 18 degrees instead of 20 stipulated by the standard.

Such decisions are possible if the reasons for the water quality change do not present any hazard to the consumers' health and are completely under the control of the operating personnel.

Work Safety

Sécurité des installations et des personnels d'exploitation des distributions d'eau

General Rapporteur:	Ir. S. Goldszajn (Belgium)
Rapporteur Général:	
National Rapporteurs:	B. H. Jensen (Denmark)
Rapporteurs Nationaux:	J. Kaartinen (Finland)
	M. Rapinat (France)
	P. Scherer (Germany)
	G. Merlo (Italy)
	T. Watanabe (Japan)
	D. van Rijsbergen (Netherlands)
	B. Kihlstrom (Norway)
	W. C. S. Legge (South Africa)
	E. Sena Alonso (Spain)
	J. Hjort (Sweden)
	B. Blackwell (UK)
	J. H. Stacha & H. W. Becker (USA)

STARY
Centre
for Community Water Supply

Ir. S. Goldszajn, Compagnie Intercommunale Bruxelloise Des Eaux, Belgium.

1. CAUSES AND FREQUENCY OF ACCIDENTS

1.1. *The different types of accidents and their frequency*

Few countries dispose of official statistics related to accidents at work affecting water supply personnel. Moreover, it is often difficult to compare the available statistics because of the different adopted criteria. Thus, some countries relate the number of accidents to the number of personnel employed, while others relate this number to the number of hours exposed to the risk. Moreover, the notion of accidents at work is different from one country to another; some consider it as an accident if there is at least one day of industrial disability. For others, the duration of disability has to reach at least 3, or even 10 days in order to be officially registered. Furthermore the water supply services often are integrated into other municipal services (sanitation, electricity . . .) so that it is often difficult to isolate accidents specific to water.

For all these reasons, it would be helpful if the statistical definitive could be standardized and coordinated on the international level.

The accident frequency levels for water services are generally at or below the average national frequency levels for all industrial accidents. The most frequent accidents are due to electric shocks, falls and accidents during handling.

It is difficult to draw conclusions from such incomplete data. Besides the form of the accident, one needs to know the type of task at the time of the accident e.g. machine maintenance, pipe laying, road works, construction works, etc . . . This kind of information would allow accidents specific to water supply services to be distinguished for the prevention of which specific measures could be taken. For other accidents, not specific to water supply services, prevention would come from more general measures relating to method, cleanliness, manual handling, etc . . .

1.2. *Relations between accidents and technology*

There is little to report under this heading apart from the feeling that increased automation appreciably reduces the number of accidents.

2. PREVENTIVE MEASURES

2.1. *Plant design and equipment choice*

All national rapporteurs agree upon the recommendation that the safety aspect should be integrated in the other aspects (use, functioning, maintenance) from the design stage.

This object can only be attained if formal procedures exist that are now rarely envisaged by the usual approach. In most countries, the safety of installations at the design stage is an initiative of supervisors and the originators of particular projects.

In the German Federal Republic however, new projects are submitted to Professional Councils and prevention offices which are connected with insurance companies, that make sure that the regular

safety provisions are complied with. In Belgium, the regulation foresees the participation of the safety engineer and the works doctor in the work for preparing each equipment order.

It is highly desirable that the preliminary study of each project should be carried out with the compulsory active collaboration of at least one expert in work safety. Doubtless on the international level this could usefully be pursued by the I.L.O.

2.2. *Training*

Although the training of workers and supervisory staff or even management is considered to be essential for prevention of accidents at work, systematic activities in this field seem to be rather unusual.

However, the attention has to be drawn to the excellent work accomplished by the National Water Council of the United Kingdom. This Council receives the staff of the member companies in residential training seminars. Moreover, this organization has issued a series of safety cards related to dangerous works as well as health and safety guidelines.

This example should be followed in other countries because it enables water supply services to give to their staff an effective training in the best conditions. The problems common to all water supply services are resolved on the national level with assistance of specialists and with the most appropriate technical means and each water supply service can direct itself more efficiently to the training of its staff in relation to its specific problems.

Another interesting experience is that of Norway, where a training system is in course of elaboration in relation to the complexity of equipment. Equipment is classified in 3 categories. The staff assigned to the less complex equipment will receive a training of 10 weeks. Fuller training will be reserved to the staff assigned to more sophisticated equipment.

2.3. *Operational precautions. Water areas, chemicals, etc. . .*

Most national rapporteurs draw attention to problems of use of dangerous products (chlorine). Generally precautions are included in national regulations.

Here also it is advisable to quote the example of the United Kingdom where seminars were organized at the national level in order to make certain that the working methods had been well established before their implementation. These seminars gathered administrative staff, operational staff and safety specialists.

Indeed though the problem of precautions to be taken on works falls within the competence of the company concerned, it is certain that an involvement at a higher level (national and even international) can only contribute to the improvement of the safe working conditions of the operations staff. Moreover, this problem is indissolubly linked with the design problems of the works and the training of staff.

3. SAFETY ORGANIZATION

3.1. National organization

Generally work safety falls within the competence of a Ministry either the Ministry of Labour, or that of Public Health. Moreover, advisory organs often collaborate with these Ministries, which have inspectors entrusted with the supervision of the companies. This type of structure is well known.

As far as the water supply services are concerned, there are very few safety organizations. Here again, the United Kingdom distinguishes itself by the existence of its National Joint Health and Safety Committee for the Water Service whose activities have been mentioned earlier. In the United States also, the A.W.W.A. gives its attention to the safety problems in water supply services.

On the European continent, the national water service organizations are less active in the safety field.

However, attention has to be drawn to the German Federal Republic where professional organizations exercise prevention functions for accidents at work under State control. The Association of gas and water industries also exerts a co-ordinating role in safety.

3.2. Local or company organization

In the majority of western countries, regulations prescribe the existence of a Safety Committee as soon as the company employs a certain number of wage earners (generally 50). This committee has an equal representation and has an advisory role. It should be noted that in Sweden the delegates of the workers in the Safety Committee dispose of the power to order the interruption of work if they consider that the workers' health or life are threatened or if they note infringements of interdictions issued by a maintenance authority. Moreover, some countries also prescribe the existence of a Safety and Health Service. Belgium and Sweden require special training for the chiefs of the Safety Service.

3.3. Particular legal requirements

The first prescriptions concerning work safety were composed of a multitude of regulations, limitations, interdictions related to dangerous tasks, situations, machines or products. If the employer respected these he was relieved of any responsibility in case of accident.

During the last decade a complete change has been noted in several countries in the regulations concerning work safety. Thus, more particularly in the United Kingdom, Denmark, Holland and Belgium stricter regulations have been issued imposing wider duties on employers: the employer has to take any necessary measures to avoid accidents and occupational diseases and may not restrict himself to particular measures. It is part of his function to take all the necessary initiatives. In fact, he thus becomes effectively responsible for work safety in his company. It is beyond doubt that this change in philosophy of governmental authorities should provide a considerable improvement in work safety.

4. ASSESSMENT OF MOST ACUTE PROBLEMS

Among the problems quoted in the different reports, we mention more particularly:

- safety of isolated workers and small teams
- safety when dealing with underground structures
- problem of roadworks
- protection against noise
- work safety in trenches in northern countries where pipes are 2 m underground
- safety training.

5. CONCLUSION

The examination of the national reports gives rise to a feeling of dissatisfaction. With some exceptions, it seems that not much is done in relation to safety and health problems.

Important risks like those involved by chlorine or ozone are

satisfactorily under control and fortunately provoke very few accidents. But generally there is not a real safety policy in the water supply companies and the efforts made on the national level are negligible or even non-existent.

There are several causes for this situation:

- the water industry is not a very dangerous activity. There is no comparison between the risks in the water supply companies and those in the metallurgic or mining industry. The consequence is that the leaders of water companies are not prevention-minded. The analysis of accidents is mostly limited to the identification of the immediate causes (dangerous actions because of a "fault" of the victim or one of his colleagues, or certain dangerous situations) without making investigations on the fundamental causes, i.e. the management gaps in the company (training, mining, purchase, maintenance, etc. . .).
- the water companies have a very disparate nature and size. No comparison is possible between a small municipal water company, usually included in a service also comprising the supply of electric energy, the highways department, sewerage, etc. . . and the water service of a great urban centre. The small municipality has neither the means nor the ability for ensuring a real prevention policy; as for the big company, if it disposes of more means, these means are nevertheless insufficient to ensure itself all training needs of the staff. A common effort is necessary between small and large water companies and even between large companies. This effort can only be realized within the National Associations.
- the employers are insured against the consequences of industrial injuries occurred to their employees. In consequence, they often estimate that every prevention effort is not more than an additional useless source of expense. If this behaviour is of course indefensible from the human point of view, it moreover reveals a misappreciation of the real cost of accidents at work comprising, in addition to the expenses carried by insurance, the indemnification of victims, indirect costs such as loss of efficiency, non insured material damages, replacement of injured staff, etc. . . indirect costs being always distinctly more important than the direct cost.

The introduction of control techniques within the water supply companies should enable the leaders of these companies to be convinced that the economic benefit of prevention of accidents at work links up with that of the workers whose suffering could be avoided.

National Associations of water supply services and the I.W.S.A. itself could have a leading role in distributing adequate documentation.

Prevention of accidents at work is one of the essential functions of every employer and therefore of the water supply services. The latter should realize that this function has to be assured not only for obvious human reasons, but also for their own economic benefit.

In that field the National Associations and the I.W.S.A. have a very important role to play, particularly for the training of personnel.

In joining their efforts within their respective National Associations and in giving them the means they generally do not dispose of at the moment, the water companies could encourage a permanent safety training policy for their staff. This policy implies the founding of national training centres, as also the founding of active documentation centres.

Moreover, the National Associations should dispose of research departments entrusted with the study of problems caused by the use of dangerous products, etc. . . This implies of course that the will to improve should be present at all levels, national as well as company.

The I.W.S.A. could take an important information and co-ordination part for the different National Associations, more particularly in drawing their attention to the successes noted in the countries where a special effort has been made and in giving them a documentation concerning the new safety management techniques.

If the present report could be the start for this movement to a real safety management policy within the water supply companies, this result alone would justify the holding of this congress.

Ir. S. Goldsztajn, Compagnie Intercommunale Bruxelloise Des Eaux, Belgique.

1. CAUSES ET FRÉQUENCES DES ACCIDENTS

1.1. Les différents types d'accidents et leur fréquence

Peu de pays disposent de statistiques officielles relatives aux accidents du travail dans les services d'eau. En outre, les statistiques disponibles sont souvent difficilement comparables en raison des différents critères adoptés. C'est ainsi que certains pays rapportent le nombre d'accidents au nombre d'agents en service, alors que d'autres pays rapportent ce nombre au nombre d'heures d'exposition au risque. En outre, la notion d'accident de travail diffère d'un pays à l'autre; pour les uns, est considéré comme accident, celui qui provoque au moins un jour d'incapacité de travail. Pour d'autres, la durée de l'incapacité doit atteindre 3, voire même 10 jours pour que l'accident soit officiellement enregistré.

En outre, les services d'eau sont souvent intégrés dans d'autres services municipaux, (assainissement, électricité . . .) de sorte qu'il est souvent difficile d'en isoler les accidents spécifiques.

Pour toutes ces raisons, il serait souhaitable que les critères

d'établissement des statistiques soient uniformisés et coordonnés au niveau international.

Les taux de fréquence se situent généralement au niveau ou sous le niveau des fréquences nationales moyennes respectives.

Quant aux types d'accidents les plus fréquents, il s'agit:

- des chocs
- des chutes
- d'accidents en cours de manutention.

Il est évidemment difficile de tirer des conclusions de données aussi incomplètes. Outre la forme de l'accident, on devrait pouvoir déterminer le type de tâche effectuée lors des accidents:

- entretien de machines, pose de conduites, travail en voirie,
- descente dans ouvrage souterrain, etc. . .

Ce genre de renseignements devrait permettre de distinguer les accidents spécifiques aux services d'eau et pour la prévention desquels une action spéciale devrait être engagée. Quant aux autres accidents, dont le caractère n'a rien de spécifique aux services d'eau, leur prévention devrait ressortir d'une action à caractère plus général:

(ordre, propreté, manutentions manuelles, etc. . .).

1.2. Relations entre les accidents et la technologie

Peu de conclusions également en ce domaine, si ce n'est le sentiment qu'une automatisation poussée réduit sensiblement le nombre d'accidents.

2. MESURES PRÉVENTIVES

2.1. Conception des installations et choix des matériels

Tous les rapporteurs nationaux s'accordent pour recommander que l'aspect sécurité des installations soit intégré aux autres aspects (utilisation, fonctionnement, entretien) dès le stade de la conception.

Cet objectif ne peut être atteint que s'il existe des procédures formelles qui ne sont que rarement prévues par les dispositions réglementaires. Dans la plupart des pays, la sécurité des installations au niveau de la conception est laissée à l'initiative des maîtres d'oeuvres et des auteurs de projets.

Il faut cependant signaler qu'en République Fédérale d'Allemagne, les nouveaux projets sont soumis aux Conseils Professionnels et aux bureaux de prévention liés aux Compagnies d'assurances, qui s'assurent du respect des dispositions réglementaires en matière de sécurité.

En Belgique, le réglementation prévoit la participation du Chef du Service S.H.E. et du Médecin du travail aux travaux préparatoires à toute commande d'installations.

Il serait hautement souhaitable que l'étude de tout projet soit obligatoirement effectuée avec la collaboration active d'au moins un expert en sécurité du travail et ceci dès le stade de l'étude d'avant-projet. Une action en ce sens au niveau international pourrait sans doute utilement être entreprise par le B.I.T.

2.2 Formation

Bien que la formation des travailleurs et du personnel de maîtrise voire de direction, soit considérée comme essentielle en matière de prévention des accidents du travail, il semble bien que les actions systématiques en ce domaine soient assez rares.

Il faut toutefois signaler l'excellent travail accompli par le National Water Council du Royaume Uni, qui accueille le personnel des sociétés adhérentes dans des séminaires de formation résidentiels. En outre, une série de fiches de sécurité relatives à des travaux dangereux a été émise par cet organisme ainsi que des manuels de sécurité relatifs à des travaux spéciaux.

Cet exemple mériterait d'être suivi dans d'autres pays, car il permet aux sociétés d'eau d'assurer à leur personnel une formation efficace dans les meilleures conditions. Les problèmes communs à toutes les sociétés d'eau sont résolus au niveau national avec le concours de spécialistes et avec les moyens techniques les plus appropriés et chaque société peut s'attacher plus efficacement à la formation de son personnel en liaison avec les problèmes qui lui sont spécifiques.

Une autre expérience intéressante est celle de la Norvège, où un système de formation est en cours d'élaboration en liaison avec le degré de complexité des installations. Ces installations sont classées en 3 catégories. Les agents affectés aux installations les moins complexes recevront une formation d'une durée de 10 semaines. Des compléments de formation seront réservés aux agents affectés à des installations plus sophistiquées.

2.3. Précautions au niveau du fonctionnement courant—zones de réservoirs, produits chimiques, etc. . .

La plupart des rapporteurs nationaux attirent l'attention sur les problèmes de mise en oeuvre des produits dangereux (chlore). D'une manière générale, les précautions sont souvent prévues par des réglementations nationales.

Ici encore, il convient de citer l'exemple du Royaume Uni, où des séminaires ont été organisés au niveau national en vue de s'assurer que les méthodes de travail avaient été bien mises au point avant leur mise en oeuvre. Ces séminaires ont regroupé du personnel de direction, du personnel d'exploitation et des spécialistes en sécurité.

En fait, bien que le problème des précautions à prendre au niveau de l'exploitation courante des ouvrages soit du ressort de l'entreprise concernée, il est certain qu'une concertation à un niveau plus élevé (national et même international) ne peut contribuer à améliorer les conditions de sécurité de travail du personnel d'exploitation. En outre, ce problème est évidemment indissolublement lié à ceux de la conception des ouvrages et de la formation du personnel qui ont été évoqués ci-dessus.

3. ORGANISATION DE LA SÉCURITÉ

3.1. Organisation au plan national

Généralement, la sécurité du travail dépend d'un Ministère qui est soit celui de Travail, soit celui de la Santé Publique. En outre, des organes consultatifs paritaires collaborent souvent avec les Ministères concernés. Ces Ministères disposent d'inspecteurs chargés de la surveillance des entreprises. Ce type de structure est assez classique et nous ne nous y attarderons pas.

Pour ce qui concerne plus particulièrement les services d'eau, il n'existe en matière de sécurité, que très peu d'organisations. Ici encore, le Royaume Uni se distingue par l'existence de son Comité National de Sécurité et Hygiène pour les Services d'Eau, dont l'activité a déjà été évoquée plus haut. Aux Etats-Unis également,

l'A.W.W.A. se préoccupe des problèmes de sécurité relatifs aux Services d'Eau.

Sur le continent européen, les associations nationales de services d'eau sont beaucoup moins actives dans le domaine de la sécurité.

Il faut cependant signaler le cas de la République Fédérale d'Allemagne, où des associations professionnelles exercent des fonctions de prévention des accidents du travail sous le contrôle de l'Etat. L'Association des industriels du gaz et de l'eau exerce également un rôle de coordination en matière de sécurité.

3.2. Organisation locale ou dans l'Entreprise

Dans la majorité des pays occidentaux, la réglementation impose l'existence du Comité de Sécurité et Hygiène dès que l'entreprise occupe au-delà d'un certain nombre de salariés (généralement 50). Ce comité est paritaire et a un rôle consultatif.

Il est à noter qu'en Suède, les délégués des travailleurs au Comité de Sécurité disposent du pouvoir d'ordonner l'interruption d'un travail s'ils estiment que la santé ou la vie du travailleur sont menacées ou s'ils constatent des infractions à des interdictions émises par une autorité de surveillance. En outre, certains pays imposent également l'existence d'un Service de Sécurité et Hygiène. La Belgique et la Suède imposent une formation spéciale pour les chefs de Service de Sécurité.

3.3. Cadre légal de la sécurité et des accidents du travail

Les premières impositions en matière de sécurité du travail consistaient surtout en une multitude de prescriptions, de limitations, d'interdictions relatives à des tâches, des situations, machines ou produits dangereux. Le fait, pour l'employeur, de respecter ces impositions, le dégageait de toute responsabilité en cas d'accident.

Au cours de la dernière décennie, on a vu dans divers pays, une modification radicale de la philosophie de la réglementation relative à la sécurité du travail. C'est ainsi que, notamment au Royaume Uni, au Danemark, aux Pays-Bas et en Belgique, ont été promulguées des prescriptions imposant aux employeurs une politique de résultat: l'employeur doit prendre toutes les mesures nécessaires pour prévenir les accidents et les maladies professionnelles et non se limiter au respect de mesures particulières. Il lui appartient de prendre toutes les initiatives voulues. En fait, il devient ainsi effectivement responsable de la sécurité du travail au sein de son entreprise. Il ne fait aucun doute que ce changement de philosophie de la part des autorités gouvernementales devrait apporter une amélioration sensible des conditions de sécurité du travail.

4. PROBLÈMES À RESOUDRE EN PRIORITÉ

Parmi les problèmes cités par les divers rapports, nous mentionnons plus particulièrement:

- la sécurité des travailleurs isolés et des petites équipes d'intervention
- la sécurité lors d'interventions dans les ouvrages souterrains
- le problème des interventions en chaussée
- la protection contre les atteintes du bruit
- la sécurité du travail en tranchée dans les pays nordiques où les conduites sont enterrées à 2 m de profondeur
- la formation à la sécurité.

5. CONCLUSION

L'examen des rapports nationaux qui a été effectué ci-dessus ne peut manquer de laisser un sentiment d'insatisfaction.

En effet, sauf quelques exceptions, il apparaît que peu de moyens sont mis en oeuvre pour résoudre les problèmes de sécurité et d'hygiène des travailleurs.

Bien sûr, les risques importants, tels que ceux présentés par le chlore ou l'ozone, sont maîtrisés de façon satisfaisante et ne provoquent heureusement que très peu d'accidents.

Mais il n'existe, en général, pas de véritable politique de sécurité au sein des entreprises de distribution d'eau et les efforts faits en ce sens à l'échelon national sont dérisoires, voire inexistantes.

Cette situation est due à plusieurs causes que nous tenterons d'analyser ci-dessous:

- l'industrie de l'eau ne constitue pas une activité très dangereuse. Il n'y a évidemment aucune comparaison entre les risques présents dans les sociétés de distribution d'eau et ceux présents dans l'industrie métallurgique ou minière. D'où une tendance à la démotivation des dirigeants des services d'eau en matière de prévention. La recherche des causes d'accidents se limite le plus souvent à l'identification des causes immédiates des accidents (actions dangereuses dues à une "faute" de la victime ou de l'un de ses collègues, ou certaines situations dangereuses) sans pousser l'enquête jusqu'à la recherche des causes fondamentales, c'est-à-dire les lacunes de gestion dans l'entreprise (formation, recrutement, achats, entretien, etc. . .).
- les sociétés d'eau sont de nature et de taille très disparates. Entre le petit service d'eau municipal, le plus souvent englobé dans un service comprenant également la distribution de l'énergie électrique, la voirie, les égouts, etc. . . et le service d'eau d'une grosse agglomération, il n'y a évidemment aucun point de comparaison. La petite municipalité n'a ni les moyens ni les compétences pour assurer une véritable politique de prévention; quant à la grosse société, si elle dispose de plus de moyens, ceux-ci sont malgré tout insuffisants pour pouvoir assurer par elle-même tous les besoins en formation du personnel. Un effort de solidarité

serait nécessaire entre petites et grosses sociétés d'eau et même entre grosses sociétés. Cet effort ne peut être réalisé qu'au sein des Associations nationales.

- les employeurs sont couverts par des assurances contre les conséquences des accidents du travail survenus à leurs employés. En conséquence, ils estiment souvent que tout effort de prévention ne constitue qu'une source de dépenses supplémentaires inutiles. Si, bien sûr, cette attitude est indéfendable au point de vue humain, elle révèle de plus une méconnaissance du coût réel des accidents du travail, qui comporte, outre les dépenses couvertes par les assurances, c'est-à-dire le dédommagement des victimes, des frais indirects tels que perte de rendement, dégâts matériels non assurés, remplacement des agents accidentés, etc. . . . , frais indirects toujours nettement plus importants que le coût direct.

L'introduction des techniques du Loss Control au sein des sociétés distributrices d'eau devrait permettre de convaincre les dirigeants de ces sociétés que l'intérêt économique de la prévention des accidents du travail rejoint celui des travailleurs auxquels des souffrances pourraient être évitées.

Dans ce domaine, également, les Associations nationales de services d'eau et l'A.I.D.E. pourraient avoir un rôle moteur par la diffusion des documentations adéquates.

La prévention des accidents du travail est une des missions essentielles de tout employeur et donc aussi des services d'eau. Ceux-ci devraient se rendre compte que cette mission doit être assurée, non seulement pour des raisons humanitaires évidentes, mais aussi dans

leur propre intérêt économique.

Dans ce domaine, les Associations Nationales et l'A.I.D.E. ont un rôle très important à jouer, notamment au niveau de la formation du personnel.

En unissant leurs efforts, au sein de leurs Associations nationales respectives, et en donnant à ces Associations des moyens dont elles ne disposent en général pas actuellement, les sociétés d'eau pourraient promouvoir une politique de formation permanente du personnel à la sécurité. Cette politique suppose la création de centres nationaux de formation, ainsi que la création de centres de documentation actifs.

En outre, les Associations nationales devraient disposer de bureaux d'études chargés d'étudier les problèmes communs en matière de sécurité, de laboratoire pour l'étude des problèmes posés par l'utilisation de produits dangereux, etc. . . . Ceci suppose évidemment que la volonté d'aboutir à un résultat se manifeste au plus haut niveau, tant à l'échelon national qu'au niveau des sociétés.

L'A.I.D.E. pourrait jouer un rôle important d'information et de coordination des diverses Associations nationales, notamment en attirant leur attention sur les succès enregistrés dans les pays où un effort spécial a été fourni et en les documentant sur les techniques nouvelles de gestion de la sécurité.

Si le présent rapport pouvait amorcer ce mouvement vers une véritable politique de gestion de la sécurité au sein des entreprises de Distribution d'Eau, ce résultat justifierait à lui seul la tenue de ce Congrès.

BELGIUM

Ir. S. Goldsztajn, Compagnie Intercommunale Bruxelloise Des Eaux.

1. CAUSES ET FRÉQUENCE DES ACCIDENTS

1.1. Différents types d'accidents et leur fréquence

1.1.1. Statistiques nationales officielles, établies par l'ANSEAU, relatives aux taux de fréquence, de gravité, de gravité global et moyen, pour les accidents survenus sur le lieu du travail, dans les principales sociétés de distribution d'eau en 1980.

Nbre de Sociétés considérées	Personnel total ouvrier + employé	Heures prestées	Nbre acc. sur le lieu du travail	Taux de fréquence (1)	Nbre de journées réelles perdues	Taux de gravité (2)	Nbre de journées réelles & convention. perdues	Taux gravité global (3)	Taux moyen (4)
9	7.028	11.753.526	699	59,47	13.360	1,13	21.460	1,83	19,11

(1) Taux de fréquence: Nombre d'accidents par million d'heures prestées.

(2) Taux de gravité: Nombre de journées réelles perdues à cause des accidents par mille heures prestées.

(3) Taux de gravité global: Nombre de journées réelles et conventionnelles perdues à cause des accidents par mille heures prestées.

(4) Taux moyen: Nombre de journées réelles perdues par accident.

1.1.2. Statistiques, établies par le Ministère de l'emploi et du travail, relatives aux taux de fréquence de gravité et de gravité global pour les accidents survenus sur le lieu du travail, dans la branche d'activité EAU (Code NACE) pour 1978 et 1979.

	1978	1979	1980
TAUX DE FREQUENCE	55,50	53,29	non publié
TAUX DE GRAVITE	1,02	1,05	non publié
TAUX DE GRAVITE GLOBAL	1,02	1,83	non publié

1.1.3. Statistiques officielles, établies par l'ANSEAU, relatives à la forme des accidents survenus sur le lieu du travail au cours de l'année 1980.

Réf.	Forme d'accident	Pourcentage du nombre d'accidents (%)	Ordre
33	Contact avec des objets mobiles	18,2	1
51	Effort, faux mouvement au cours de manutentions sans force motrice	13,8	2
32	Contact avec des objets immobiles	13,6	3
40	Coinçage dans un objet ou entre des objets	11,1	4
11	Chute de personnes avec dénivellation	10	5
52	Autre effort et faux mouvement	9,8	6
12	Chute de personnes de plain-pied	6,5	7
23	Chute d'objets en cours de manutention	6	8
	Autres	11,0	

1.2. Relations entre les accidents et la technologie—statistiques officielles établies par l'ANSEAU, relatives à l'agent matériel intervenant dans les accidents survenus sur le lieu du travail au cours de l'année 1980.

Réf.	Agent matériel	Pourcentage du nombre d'accidents (%)	Ordre
520	Obstacle, ouverture dans le sol (trou, fosse)	13,4	1
351	Outil, utensile à main mu exclusivement par la force de l'homme	13,2	2
690	Autre agent matériel impossible à classer	12,4	3
460	Matériau	10,9	4
510	Surface de travail et de circulation, sol	8,6	5
231	Véhicule à moteur (autre que par rail)	8,2	6
440	Poussière, éclat	6,7	7
530	Escalier, rampe, marche	4,9	8
	Autres	21,7	

Influence de la taille des installations, du degré d'automatisation, etc.: pas d'éléments officiels. On constate toutefois un taux de fréquence nettement plus élevé dans les petites sociétés que dans les grandes.

2. MESURES PRÉVENTIVES

2.1 Conception des installations et choix des matériels

L'introduction, en 1975, dans le Règlement Général pour la Protection

du Travail, d'un article 54 quater relatif à la politique de prévention, constitue un événement très important dans l'évolution de la prévention des accidents du travail. Cet article impose pour la première fois une politique de résultat et non la simple obéissance à des règles qui permettaient de dégager la responsabilité des employeurs en cas d'accident.

Cet article 54 quater impose que les employeurs sont tenus de prendre les mesures matérielles de sécurité indispensables à la préservation des travailleurs contre les risques décelables inhérents à leur travail."

A cet effet, tout bon de commande ou cahier des charges doit comporter l'exigence du respect

- des lois et règlements en vigueur en matière de sécurité et hygiène
- des conditions de sécurité et d'hygiène non prévues nécessairement dans les lois et règlements, mais indispensables pour l'élimination des risques décelables.

Cet article impose également au Chef du Service Sécurité et au Médecin du Travail de participer aux travaux préparatoires à l'établissement des commandes.

En outre, le Chef du Service Sécurité doit viser les bons de commandes et il doit établir un rapport constatant le respect des mesures de sécurité avant toute mise en service d'un nouvel équipement ou d'une nouvelle installation.

2.2. Formation

L'article précité impose également la présence d'instructions pour toute installation, machine, outil mécanisé ou équipement de protection individuelle et collective, et la formation du personnel y relative.

Les services d'eau de Belgique ont, pour la plupart, mis en place un programme visant à se mettre en conformité avec les termes de l'article 54 quater du R.G.P.T.

2.3. Précautions au niveau du fonctionnement courant. Zones de réservoirs, produits chimiques, etc . . .

Outre les instructions dont question au point 2.2., des mesures sont prises quant à l'étiquetage des produits dangereux, conformément à la réglementation et à la formation du personnel appelé à manipuler ces produits.

De plus, les zones de réservoirs, chantiers, etc . . . sont en principe interdites aux personnes non qualifiées.

3. ORGANISATION DE LA SÉCURITÉ

3.1. Sur le plan national

3.1.1. La surveillance du respect des prescriptions réglementaires est du ressort du Ministère de l'Emploi et du Travail. A cet effet, ce Ministère dispose d'une inspection technique dont la mission est double: d'une part, l'instruction de dossiers relatifs aux autorisations des établissements classés et la surveillance de ceux-ci et d'autre part, la surveillance du respect des prescriptions en matière de sécurité et d'hygiène du travail.

3.1.2. Le Conseil Supérieur de S.H.E., organe paritaire et consultatif, doit obligatoirement donner un avis sur les réglementations nouvelles concernant la sécurité et l'hygiène du travail et des travailleurs que le gouvernement se proposerait d'édicter. Il peut également adresser des propositions au gouvernement.

Ce Conseil est composé de fonctionnaires et des représentants des employeurs et des travailleurs (en nombre égal).

3.1.3. Les infractions à la réglementation sont éventuellement poursuivies devant les tribunaux correctionnels. Cependant, les poursuites judiciaires sont rares, car les inspecteurs ont la latitude de faire des observations sans dresser procès-verbal. Ils préfèrent souvent agir par persuasion plutôt que par contrainte.

3.1.4. Pour ce qui concerne les services d'eau, il n'existe pas d'organisation formelle de la sécurité sur le plan national. Il existe

cependant au sein de l'ANSEAU, une commission des Chefs de Sécurité qui étudie les problèmes communs aux services d'eau.

3.2 Organisation locale ou dans l'Entreprise

3.2.1. Toute entreprise occupant des travailleurs salariés est tenue d'organiser au moins un Service S.H.E.

Le Chef du Service S.H.E. doit avoir suivi un cours de formation complémentaire dont le niveau et la durée sont fonction de la taille et des dangers inhérents à l'entreprise. Pour ce qui concerne les services d'eau occupant plus de 500 agents, cette formation est de niveau universitaire et doit comporter au moins 400 heures de cours. Pour les services d'eau occupant de 200 à 500 agents, cette formation est de niveau technique et doit comporter au moins 210 heures de cours.

Le Chef du S.S.H.E. est le conseil de l'entreprise en matière de sécurité et doit pouvoir accomplir sa mission en toute indépendance technique.

3.2.2. Toute entreprise occupant plus de 50 travailleurs est tenue de créer un ou plusieurs comités de sécurité, hygiène et embellissement des lieux de travail. La composition du comité est paritaire. Toutefois, le nombre de délégués patronaux peut être inférieur à celui des travailleurs.

Le Comité S.H.E. se réunit au moins une fois par mois. Il a un rôle consultatif.

3.3. Cadre légal de la sécurité et des accidents du travail

3.3.1 Cadre légal de la sécurité.

- Loi du 10 juin 1952 concernant la santé et la sécurité des travailleurs: cette loi institue les services et comités de sécurité, les services médicaux du travail et définit le mode de scrutin pour la désignation des délégués des travailleurs au Comité de Sécurité ainsi que le statut des candidats.

- Le Règlement Général pour la Protection du Travail: volumineuse réglementation comportant 5 titres:

- Titre I Régime des établissements classés comme dangereux insalubres ou incommodes.
- Titre II Dispositions générales concernant l'hygiène du travail ainsi que la sécurité et la santé des travailleurs; une partie importante de ce titre est consacrée au rôle du Service médical du travail.
- Titre III Dispositions particulières applicables à certaines industries (traite notamment des substances dangereuses).
- Titre IV Régime spécial des appareils et machines à vapeur.
- Titre V Dispositions finales: traite de l'organisation des Services S.H.E., des Comités S.H.E. et des organes régionaux et nationaux de sécurité.

- Diverses lois traitent également de problèmes particuliers relatifs à la sécurité, telle la loi 11 juillet 1961 relative aux garanties de sécurité indispensables que doivent présenter les machines.

3.3.2. Cadre légal des accidents du travail

Le règlement des accidents du travail est régi par la loi du 3 juillet 1967 pour ce qui concerne le secteur public et celle du 10 avril 1971 pour ce qui concerne le secteur privé.

Ces lois déterminent les indemnités à allouer aux victimes:

- frais médicaux
- indemnités pour incapacité temporaire
- indemnités pour invalidité en fonction du taux d'invalidité permanente
- indemnités et rentes en cas de décès (30% de la rémunération au conjoint et 15% à chaque enfant avec maximum de 45%).

Il est à noter que la loi belge assimile l'accident sur le chemin du travail à celui survenu sur les lieux de travail.

4. PROBLÈMES À RÉSOUDRE EN PRIORITÉ

- Sécurité des travailleurs isolés
- Sécurité des petites équipes de fontainiers.

DENMARK

Bent Høi Jensen, Department Engineer — Copenhagen Water Supply.

The Directorate of Labour inspection makes statistics for personnel accident on the basis of reported accidents. Any accident causing at least one day of absence from work is to be reported to the Directorate by the undertakings.

The following data are selected from the statistics for 1980 and are supposed to cover all water work undertakings in Denmark.

In 1977 the number of employees at the water works undertakings registered in the Danish statistics were 1684 at 135 undertakings with a total production of 346.7 million m³.

1. CAUSES AND FREQUENCY OF ACCIDENTS

1.1 The total number of accidents reported is 65 for 1980

tantamount to a supposed frequency of 0.039. The Water Supply of Copenhagen with 486 employees counts for 38 personnel accidents or a frequency of 0.078. The figures are practically constant from year to year.

1.1.1. HOW THE ACCIDENT HAPPENED

	NUMBER	PER CENT
Walked into or hit by material, vehicle, objects etc.	32	49,2
Fall at same or lower level	16	14,6
Overtaxing body or organs	5	7,7
Contact with electric tension or noxious chemicals etc.	0	0

1.1.2. TYPE OF INJURY

Injury to soft tissues without wounds	8	12,3
Wound	12	18,5
Straining, twisting, sprain	19	29,2
Fracture	14	21,5

1.1.3 CONSEQUENCES OF THE INJURY (number of days of absence during the 1st week (maximum 6 days))

Resumed work not later than one week after the first day of absence	24	36,9
Did not resume work one week after	36	55,4

1.2. RELATION BETWEEN ACCIDENTS AND TECHNOLOGY ETC.

1.2.1. ACCIDENT HAPPENED BY:

	NUMBER	PER CENT
Transport material. Including lifts, cranes, trucks, tractors and the like, etc.	20	30,8
Hand tools, also mechanically operated tool	12	18,5
Areas and structures etc, including ladders, scaffolding, floors, roofs etc.	21	32,3
Electric apparatus, chemical apparatus, chemical substances and products	0	0

1.2.2. WORK AT THE TIME OF THE ACCIDENT:

Repairs	20	30,8
Handling materials without any mechanical aids	8	12,3
Movements at the place of work	9	13,8

1.2.3. THE ACCIDENT OCCURRED DURING:

Ordinary day work	62	95,4
Overtime	2	3,1

2. PREVENTIVE MEASURES

The provisions of the Working Environment Act shall have effect with a view to creating:

- safe and sound working environment which shall at any time be in accordance with the technical and social development of society; and
- the basis on which the undertakings themselves will be able to solve questions relating to safety and health under the guidance of the employers' and workers' organizations, and under the guidance and supervision of the Labour Inspection Service.

3. SAFETY ORGANISATION

3.1. NATIONAL ORGANIZATION

The minister of Labour has laid down rules on the organization and responsibilities of the Labour Inspection Service, The Trade Safety Councils, the Health Services in the Undertakings and the Undertakings.

3.2. LOCAL OR COMPANY ORGANIZATION

In undertakings with ten or more employees the activities of the undertakings concerning safety and health shall be organized. In undertakings with twenty or more employees a safety committee shall be set up.

3.3. PARTICULAR LEGAL REQUIREMENTS

Detailed regulations for stay in wells etc. Detailed rules for storage, handling and use of dangerous chemicals (chlorine etc) and demand for an emergency plan in case of unintentional leakage in systems.

4. ASSESSMENT OF MOST ACUTE PROBLEMS

None particular for the water supply.

FINLAND

Mr Jarmo Kaartinen, Helsinki City Waterworks.

1. REASON AND FREQUENCY RATE OF ACCIDENTS

1.1 The accident rate at the Helsinki City Waterworks during 1975-1980 is shown in Table 1. The accidents are divided into on-the-job accidents and accidents on the way to or from work. Table 2 shows the accidents during 1980 divided according to type.

TABLE 1: ACCIDENTS AT THE HELSINKI CITY WATERWORKS IN 1975-1980

Year	On-the-job accident	Accident on way to or from work	Occupational illness	Total
1975				69
1976	67	9	0	76
1977	45	3	0	48
1978	52	2	2 (hearing)	56
1979	43	12	—	55
1980	53	15	1 (hearing)	69

Costs (salary and compensation)

1977	on the average	1 800 FIM per accident
1978	"	1 800 " "
1979	"	2 384 " "
1980	"	1 649 " "

Working Days Lost

1977	on the average	10 days per accident
1978	"	12 " "
1979	"	9 " "
1980	"	9 " "

	1979	1980
¹⁾ On-the-job accident	1 638 FIM	1 207 FIM
Accident on way to or from work	746 " "	3 110 " "
²⁾ On-the-job accident	9.8 days	6.9 days
Accident on way to or from work	6.7 " "	16.7 " "

Worth noticing is the considerable number of accidents happening on the way to or from work at the Helsinki Waterworks. Because of this a special accident prevention campaign was launched in 1981. It is generally believed that there is little to be done about accidents on the way to or from work. When the reasons for such accidents were analyzed, however, it was noted that there were many factors on which the person concerned has a direct influence. Among these factors are

- Haste: too little time is reserved for the journey, eg, during times when road conditions are bad due to snow, rain, etc.
 - Habit: attention lags in familiar surroundings.
 - Physical condition: tiredness, stress, medicines, alcohol.
- The accident prevention campaign was directed on the above-mentioned factors.

1.2 At the Helsinki Waterworks no special correlation has been observed between accident frequency rate and the technology, automation or the size of the utility. Extremely few occupational illnesses have been observed at the Waterworks; most of those registered have been cases of deteriorating hearing, the reasons for which are at least partially open to interpretation.

It is a general opinion at the Waterworks that the development of technology and automation decreases the risk for occupational illnesses for the workers. For example, pneumatic transfer of dry chemicals from tank trucks to storage silos is a practically dust-free handling method. Likewise, alarm arrangements for chlorine and ozone gas releases with automatically operated emergency blowers, chlorine neutralization, etc, minimize the exposure risk for the personnel.

A technically well developed, fairly large water treatment plant has evidently always better possibilities as regards material and personnel resources of creating sophisticated safety systems than smaller plants.

2. PREVENTION METHODS

2.1 Plant Design and Choice of Equipment

Plant design and the choice of equipment are the best methods for creating the best results concerning plant safety, if safety considerations are taken into account at a sufficiently early stage in the planning. At the Helsinki Waterworks plant design work has always been closely connected with actual plant operation. In this way it has been possible to avoid such plant configurations that would be dangerous as regards work safety. It was stipulated in 1976 that all plans containing work safety aspects had to have the approval of the Waterworks Work Safety Committee.

2.2 Training

Basic work safety training is given to all members of the Waterworks work safety organization by the City of Helsinki. In addition to this, a specialized training course concentrating on specific local job hazards is given to new employees, a group which has been observed to be more accident-prone than other workers.

In addition to what is mentioned above, special safety promotion campaigns are arranged annually; some of the subjects during the last few years have been ergonomics, sight, hearing, mental health and journey to and from work. The campaigns have always been directed at specific groups within the whole Waterworks personnel.

TABLE 2: ACCIDENTS AT THE HELSINKI CITY WATERWORKS ACCORDING TO WAY OF HAPPENING IN 1980

Cause of Accident												
Various Machines	Vehicles	Tools	Ladders Scaffolds	Dust Gases Chemicals	Flying Objects	Hot Substances or Objects	Slippery Surfaces	Working Surfaces	Other Person	Contagious Diseases	Occupational Illness	Unknown
—	4	5	3	—	10	1	14	6	1	—	1	21

Way of Happening															
Fall from Higher Level	Tripping Falling	Bruising or Crushing by Falling Objects	Crushing under Rolling or Toppling Objects	Slipping Tripping etc.	Bruising on Stationary Objects	Stepping on Objects	Bruising on Moving Objects	Bruising by Tools or Other Apparatus	Catching in Machines	Bruising by Vehicles, Being Overrun	Over-exertion	Effect of Extreme Temperatures	Effect of Poisonous Substances, Radiation	Others (eg. Cinder in Eye)	
2	7	7	1	16	7	3	1	9	—	2	3	—	—	11	

Area of Injury										Type of Injury						
Eyes	Head and Neck	Back	Torso	Shoulder Wrist	Hand	Fingers Only	Hip Ankle	Sole of Foot, Toes	Other Area	Cut	Contusion	Fracture	Sprain Strain	Burns	Chafing, Corrosive Burns	Other Injuries
9	6	5	3	6	12	10	8	6	4	9	18	1	25	1	11	2

2.3 Safety Precautions

Employees working afloat or moving on the lakes and rivers of the catchment area must wear life vests; nobody is allowed to move or work alone on catchment area waters or on the Silvola Reservoir. In addition to this, when walking on the ice of the Silvola Reservoir employees must test the thickness of the ice in front of them continually with an ice pick; when necessary, a boat has to be pushed on top of the ice. The reason for these precautions is that water circulation around the inlet and outlet towers of the reservoir makes the ice fragile even during extremely cold spells.

Open basins at the treatment plants are surrounded with fences one meter high. Lifebuoys are located near the basins so that they can quickly be thrown to anybody who has fallen in.

The handling of various chemicals is automatic to such a degree that the personnel at the treatment plants is never in direct contact with them. Chlorine, sulphur dioxide and ozone gases form the greatest risks. Warnings of accidental releases are given by automatic gas detectors located at critical points. In some cases the detectors activate emergency blowers simultaneously. There are protective masks with filters and pressurized air masks at both treatment plants for serious emergencies. The personnel at the plants is trained in the use of the masks at regular intervals; in 1975 a gas escape emergency exercise was held at both plants with the whole personnel participating.

3. WORK SAFETY ORGANIZATION

The work safety administration in Finland is directed, supervised and organized by the National Board for Work Safety acting under the

Ministry for Health and Social Affairs. The Board supervises the work safety bureaux acting within the work safety districts into which the country is divided.

The City of Helsinki has the following municipal work safety administration:

- work safety superintendent
- two personnel work safety representatives, one for the clerical staff and one for the workers
- work safety committee with 16 members in addition to the superintendent and the two personnel representatives; of the 16, four represent the employer, four the clerical staff and eight the workers.

Like all other municipal departments and offices, the Waterworks has its own work safety organization which, in addition to the work safety superintendent, personnel representatives and committee, has ten local work safety units, one for each work place, consisting of two members, one representing the clerical staff and the other the workers.

4. ACUTE PROBLEMS

There are no special acute work safety problems at the Waterworks at the moment. The most important work of the future will consist of lowering concentrations of gaseous chemicals in the air as much as possible. The odor thresholds of waterworks chemicals are generally lower than the highest concentrations allowed in work localities. It has been observed in practice that concentrations under the odor threshold can be reached eg. with ozone, when all precautionary measures have been carried out.

FRANCE

M. Rapinat, Compagnie Générale des Eaux, Paris.

1. Causes et fréquences des accidents

Des éléments statistiques sont mentionnés au tableau 1 et dans les figures 1 à 4.

Bien que l'eau ne soit pas un fluide nocif, les dangers encourus dans la distribution d'eau se situent dans la moyenne nationale. Les accidents les plus fréquents ne sont pas spécifiques à notre activité. Les causes sont probablement à rechercher dans la variété des tâches effectuées et la dispersion des installations.

2. Mesures préventives

2.1 Conception des installations

Une conception visant à faciliter l'entretien et une réalisation soignée permettent de limiter le nombre et le danger des interventions. La mise en oeuvre de cette politique de qualité implique la rédaction de cahiers des charges par l'exploitant.

La mise en place de systèmes de détection des défaillances permet de sauvegarder le matériel et par suite le personnel en limitant l'importance des réparations.

2.2 Formation et information sur les dangers potentiels

Il s'agit des mesures les plus importantes dans les installations évoluées.

Elles doivent se faire systématiquement à l'embauche, puis régulièrement et périodiquement en cours de carrière. Pour certaines catégories de personnel il faut prévoir une habilitation (électriciens...).

L'utilisation de moyens vidéo peut faciliter la formation.

2.3 Préparation et organisation du travail

Une préparation bien faite est synonyme de sécurité. Elle doit tenir compte des risques, d'où l'importance de la diffusion de fiches sur les accidents types. Des check-lists facilitent cette préparation.

La définition de zones de circulation, l'instauration de permis d'intervention, la rationalisation des équipements constituent des mesures préventives efficaces.

Il faut veiller à l'entretien préventif du matériel de sécurité.

2.4 Précautions au niveau du fonctionnement courant

Une action particulière en faveur de la sécurité doit être menée pour l'exploitation des installations électriques, des réservoirs, des ouvrages souterrains, des unités de distribution de produits chimiques.

3. Organisation de la fonction sécurité

Au plan national, le Syndicat Professionnel des Distributeurs d'Eau tient des statistiques, étudie des problèmes spécifiques, élabore des consignes et diffuse des fiches relatant des accidents types.

Dans les services d'eau se pose le problème du choix entre la centralisation (Service Sécurité) et la décentralisation. La dispersion géographique des installations liée au caractère de notre activité et la variété des tâches et des techniques utilisées constituent des facteurs incitant à une décentralisation. Dans un cadre décentralisé doit cependant exister un élément coordinateur tenant les statistiques, apportant une aide technique et assurant les liaisons à l'échelon national.

Cadre légal de la sécurité et des accidents du travail — La promotion de la sécurité se fait dans le cadre d'un organe consultatif: le Comité

d'Hygiène et de Sécurité. Il regroupe des représentants des syndicats et de la hiérarchie et met en œuvre une concertation. La facilité de soulever les problèmes de sécurité compense la lourdeur inhérente à une telle structure.

4. Priorités

- intervention sur chaussée
- ouvrages souterrains en relation avec le risque de manque d'oxygène
- mise au point d'équipements de sécurité adaptés à notre profession
- définition de la durée de vie des matériels de sécurité
- conception des ouvrages et équipements en vue de l'entretien
- problème de sécurité des travailleurs isolés.

TABLEAU 1

Statistiques sur 22 000 travailleurs de la Distribution d'Eau (Assainissement compris)	Industrie de l'Eau	Moyenne Nationale
Nombre d'accidents avec arrêt pour 1 000 salariés	75	75
Nombre d'accidents avec incapacité permanente pour 1 000 salariés	9	8
Journées perdues par incapacité temporaire pour 1 000 salariés	2 050	2 072
Taux d'incapacité permanent pour 1 000 salariés	70	86
Durée moyenne d'une incapacité temporaire	27	28
Taux de gravité d'une incapacité permanente	8	11

Figure 1

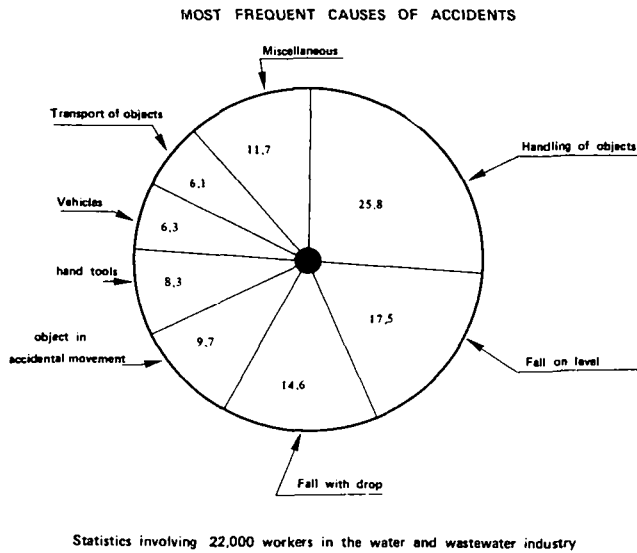
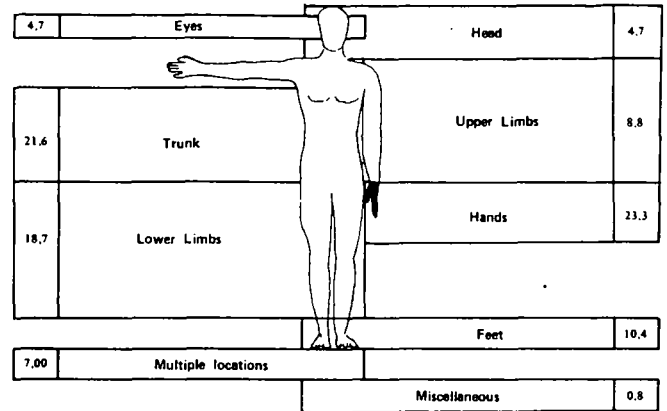


Figure 2

LOCATION OF INJURIES



Statistics involving 22,000 workers in the water and wastewater industry

Figure 3

NATURE OF INJURIES

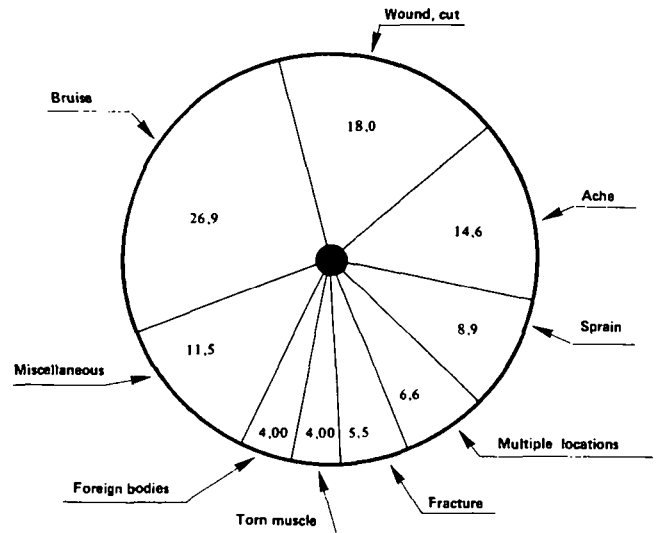
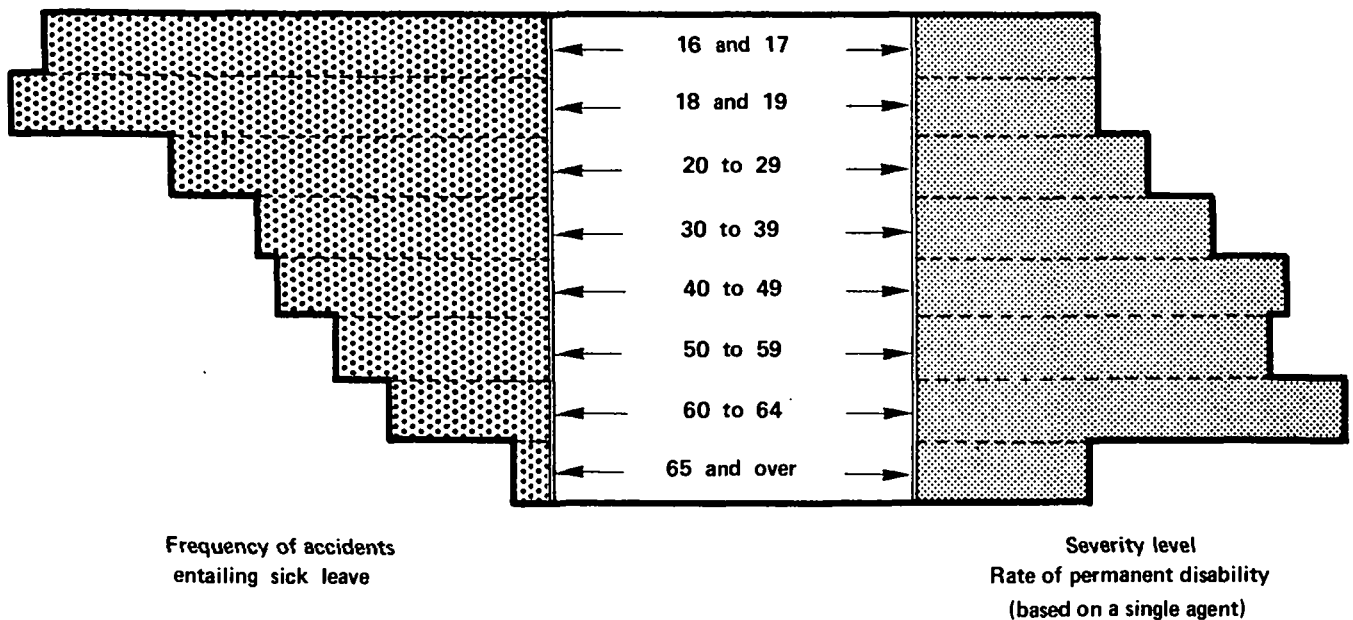


Figure 4

DISTRIBUTION OF FREQUENCY AND SEVERITY ACCORDING TO AGE



Peter Scherer, Gelsenkirchen.

1. Causes and frequency of accidents

1.1 The types of accident and their frequency

National statistics? Illustrative figures?
Assessment of most frequent causes.

There is no statistical evidence of a typical industrial accident in the water industry. Figure 1 shows the specific situation as regards accidents in the water industry.

Accidents occur mainly in water distribution. A large percentage of industrial accidents takes the form of road accidents.

As in the case of industrial accidents it can be said that there are no industrial diseases typical of the water industry.

Noise-induced hearing difficulties represent the most frequently found industrial disease with about 80%. However, this high percentage is not due to particularly high noise levels in this branch, but rather to the absence of other industrial diseases that occur in other industries in addition.

1.2 Relation between accidents and technology

Influence of size of plant, level of automation etc.

Neither the level of automation nor the size of plant have any noteworthy influence on the frequency of accidents, because in the water industry accidents are fairly few in number, though it would be fair to say that small plants record a relatively larger number of accidents than big ones.

2. Preventive measures

2.1 Plant design and equipment choice

There have been very few cases in which industrial accidents were caused by defective tools and equipment, defects in machinery or protective devices or by insufficiencies in the construction of buildings.

The Trade Supervisory Offices and the Berufsgenossenschaften (industrial accident insurance and prevention institutions) are required to participate in the design of plant. Moreover, it is mandatory for every company to obtain and make available sufficient personal protective equipment.

Many companies provide their motor vehicles with equipment to raise standards of safety and comfort.

2.2 Training

Prime responsibility for safety at work is with employers, whose supervisory obligations include the careful choice, hiring and supervision of supervisory personnel. It has been mandatory for employers since 1975 to obtain expert advice from factory doctors and personnel specialised in the field of industrial safety.

The most important task is to make the workforce familiar with the extensive accident prevention regulations.

Apart from the numerous compulsory measures the establishments try to enhance safety at work by further measures carried out on a voluntary basis. Training by means of lectures, films, slides plays an important role. Moreover, most companies train their workforce in first aid.

2.3 Operational precautions. Water areas, chemicals etc.

Legal provisions for the safe operation of plant are, as a rule, contained in the same regulations that apply also to buildings and equipment. In principle they cover the following areas:

- choice of manpower
- technical and organisational definition of work routines
- provision and use of personal protective equipment
- monitoring of plant.

With regard to the use of chemicals a regulation specifies what substances must be deemed dangerous.

3. Safety organisation

3.1 National organisation

Present-day major principles of social legislation are:

- prevention of accidents and its enforcement by means of appropriate statutory provisions
- compensation for victims of industrial accidents or industrial diseases
- financing by enterprises as required
- setting-up of independent institutions, i.e. the Berufsgenossenschaften, for carrying out these functions.

The so-called Berufsgenossenschaft is to be regarded as the most important institution. Members of the Berufsgenossenschaften are companies which also fund these institutions. Decision-making within the Berufsgenossenschaften takes place on the basis of equal participation by the insured employees.

The Federal Parliament is responsible for legislation in the field of industrial safety.

The supervision of the Berufsgenossenschaften lies with the Federal Minister of Labour who is in charge of approving the accident prevention regulations they make.

Actual compliance with laws, regulations and other legal requirements governing industrial safety is supervised by the individual Federal Länder. The supervisory functions of the Labour Ministers of the Länder are carried out by the Gewerbeaufsichtsämter (factory inspectorates) and the medical inspectors responsible for supervising industrial establishments.

3.2 Local or company organisation

Besides the Berufsgenossenschaften there are certain private

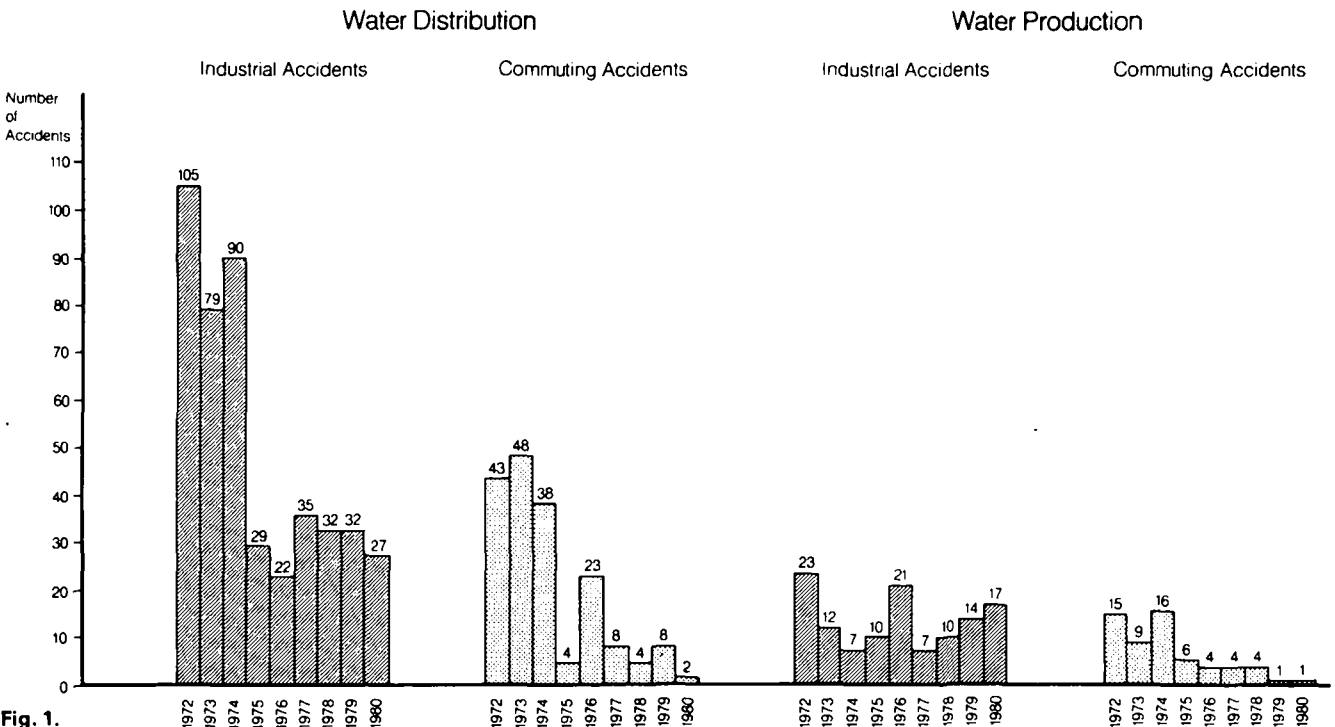


Fig. 1.

organisations actively concerned with the prevention of accidents such as the technico-scientific organisation of the German Association of the Gas and Water Industries (Deutscher Verein des Gas- und Wasserfaches (DVGW)) dealing with accident prevention in the gas and water industries.

Technical safety inspections required by several public safety-at-work regulations and by the accident prevention regulations of the Berufsgenossenschaften are carried out by experts of private associations.

3.3 Particular legal requirements

To our knowledge there are no special legal requirements beyond the extremely extensive industrial safety legislation.

The design, construction and operation of plant are governed by highly differentiated regulations, especially the generally accepted rules of technology.

4. Assessment of most acute problems

There are no acute or urgent problems. Priority tasks of accident prevention include:

- a reduction in number of commuting accidents and accidents

- sustained in pipe trenches
- the handling of the aforementioned dangerous chemicals including carcinogenous substances.

5. Problems and future trends

5.1 What are the most severe current problems of tariffs or financing?

Funds to cover the expenditure of the Berufsgenossenschaften are raised by levying charges on members at the end of each year. The contribution to be made by any one member is calculated by reference to the class of risk it was assigned to and by reference to the amount of wages and salaries paid by the member during the preceding year.

Problems, including acute ones, are not known and cannot be visualised for the time being.

5.2 Is change likely in the structure and finance or tariffs and if so why?

The funding system has proved its value for about 100 years so that there is no need for any modification. Especially in a time of scarce public finances a self-financing system—that is one that does not add to the government's financial burden—offers great advantages.

ITALY

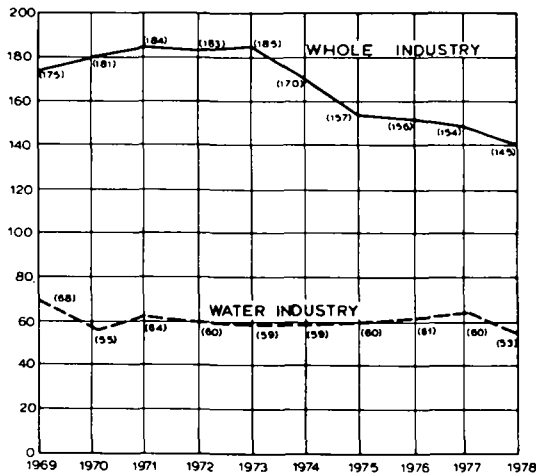
Dr. Ing. Giorgio Merlo, Azienda Acquedotto Municipale, Torino

WORK SAFETY IN THE WATER INDUSTRY IN ITALY

In Italy water supply is one of the industrial branches with the lowest frequency of labour accidents. In fact, from statistics of the ten-year period 1969-1978 (see fig. 1), an annual frequency of about 61 accidents every 1000 employees may be noticed, compared with an average value for the whole industry of about 169 cases. Also the rate of fatal accidents appears extremely reduced.

FIG. 1

ANNUAL FIGURES OF INDUSTRIAL ACCIDENTS FOR EVERY 1000 EMPLOYEES FROM 1969 TO 1978.



Nevertheless, whilst the trend of the accident frequency in the whole industry is continually decreasing, that of the water industry is almost stationary, probably for two main reasons: firstly the difficulties which are still encountered for a wider diffusion of accident prevention in the whole water industry due to the large number of small waterworks managed directly by the municipalities and with inadequate and not very skilled personnel; and then the actual nature of the most frequent accident causes.

As a matter of fact it results that the highest accident frequency concerns the workers employed in maintenance and laying of the distribution networks and besides that an accident percentage of about 60% is not depending on non adoption of specific prevention measures or protection means, but on a variety of causes very difficult to eliminate which can be classified with the general term of "inadvertence" (stumbling or slipping, strain in lifting a weight, bumping against an obstacle). (see fig. 2).

As regards the workers employed in the plants it seems that there is no correlation between size of plant and accident frequency, while it is undoubted that a high level of automation causes the accident

number to reduce, increasing the installation safety and avoiding manual commands which involve at times some risk degree.

It is everybody's opinion that efficient accident prevention must begin from the project phase by means of a correct installation plan and material choice: on this subject it must be recognized that the Italian legislation, which has its fundamental text in the 1955 law, is very precise and severe and establishes exact specifications for every kind of workplace and installation (electrical equipment, toxic gas and chemical deposits, pressure containers, etc.)

Unfortunately we notice lack of adequate regulations for ambient noise which in the waterworks mainly regards the engine rooms of the pumping stations.

FIG. 2

FREQUENCY OF ACCIDENT CAUSES IN THE WATER INDUSTRY

(Inquiry concerning last 5 years and 8 large water companies with 2865 employees)

CAUSES	LAST 5 YEARS ACCIDENTS	% ON THE TOTAL
Lifting or moving a weight	101	9.7
Stumbling or slipping	195	18.7
Eye wounds	106	10.1
Acid or fused metal scalds	35	3.3
Electricity	7	0.7
Crushings or contusion laying a pipe	382	36.6
Other causes	218	20.9
Total	1044	100

Total lost days = 15696

Annual average accidents frequency = 73 every 1000 employees

Average lost days every accident = 15

The same importance for the prevention purpose is attached to personnel training, carried out by the largest firms through specialized courses organized by private companies for the foremen, and through internal courses and periodic meetings, often with the aid of sound and visual media, for the workers. Personnel training is lacking in the smaller firms which don't have sufficient means and preparation.

On the national level, after 1978 Sanitary Law, the whole work safety organization, is now under the control or in direct dependence of the Ministry of Health and Ministry of Labour and Social Security and is realized through the following main public bodies:

- I.N.A.I.L.—(National Institute for Accident Insurance) with the task of accident insurance and liquidation.
- HIGHER INSTITUTE FOR PREVENTION AND WORK SAFETY—whose major task consists in researching and working out appropriate accident prevention regulations.
- U.S.L.—(Local Sanitary Unities) with tasks of preventive medicine and periodic medical examinations.
- LABOUR INSPECTORATE—which controls the accomplishment of the law regulations.

Italian law does not prescribe any specific organization within the factories but establishes the general obligation for the employers, managers and foremen to carry out the safety measures, to make them known and to exact their accomplishment. Therefore in the largest firms it is usual practice to transfer the obligations for accident prevention to a technical agent, generally an engineer, who is sometimes assisted by one or more collaborators.

Italian legislation prescribes the obligation of periodic medical examinations for the workers exposed to the risk of professional diseases. In the water industry this rule is observed by all the firms towards the workers using chlorine gas, whilst the exposition to other risks (soldering or bitumen fumes, sounds and vibrations, cold and dampness, severe physical efforts) frequently is thought not to be of a continuative character and therefore not to fall within the rules of the law.

Nevertheless it would be desirable for the future to devote more attention to the problems of work environment hygiene and preventive medicine which have such a great importance for human health.

JAPAN

Toshiyuki Watanabe, Water Works Bureau of the Nagoya City, 1-1, 3 Chome, Sannomaru, Naka-ku, Nagoya City, 460.

Statement

Japanese waterworks undertake two kinds of construction work: large-scale construction work such as installation of new pipelines is assigned to contractors, and small-scale work such as maintenance of fittings to the bureau staff.

Three members of the bureau staff who inspected a valve inside a manhole had a bad accident involving anoxia at Nagoya on 14 August, 1980. Two of them were killed, and one injured.

Operations of waterworks under various working conditions are more difficult to standardize than those of machinery at factories which are simple and repeated. The staff depend on veteran members' experience and intuition. Lack of unity in working procedures reduces safety and efficiency of operations. Because the

anoxia accident was a lesson to us, we examined the routine procedures and began to develop standard safety operations which improved the maintenance works of the bureau staff and was useful to safety education. After detailed investigation, eleven types of "guidelines for standard safety operation", including "the guideline for manhole fittings maintenance operation", were established.

The guidelines show every standard procedure of the corresponding operation from the start to the finish to keep the operation safe, correct, and efficient. The staff are now following the guidelines and are following complete safety procedures at each workshop. Other guidelines will now be produced for other types of operation.

NETHERLANDS

bij Mr D. van Rijsbergen.

1. Causes and frequency of accidents

In table I the frequency and the absence owing to accidents in 1980 is given for 16 branches in the Netherlands.

Table I

Branch	1980	
	IF	IA
1. Heavy metal industry	4,8	17,9
2. Light metal industry	2,7	15,3
3. Shipbuilding	5,9	15,4
4. Chemical industry	2,2	16,9
5. Foods and allied products	3,7	15,1
6. Utility undertakings	1,8	16,9
7. Rubber and leather industry	5,1	18,9
8. Paper and printing works	4,2	17,4
9. Pottery-, glass-, cement- en concrete industry	5,9	17,0
10. Woodworking	4,2	16,0
11. Building industry	4,1	26,5
12. Textile industry	4,0	19,8
13. Workshops of schools and professional training	1,0	21,9
14. Transport	2,7	16,7
15. Dock works	10,0	18,5
16. Other industries	2,3	16,9

IF = number of injuries per 100 employees with absenteeism of more than 1 day after the day of accident, including those with permanent injury and fatal accidents.

IA = number of lost working-days per accident, without "imaginary" lost days because of permanent injury and fatal accidents.

Water supply companies assign to utility undertakings and so they are not extremely unsafe.

Most of the water supply companies in the Netherlands do not keep a comprehensive registration of accidents. Therefore it is impossible to give a representative overview of the types of accidents occurring in the water supply branch. In tables II and III an impression is given of the frequency of accidents, by affected part of the body and type of activity for only one Dutch water supply company.

Table II

Affected part of the body	IF	IA
Head	0,91	7,04
Trunk	0,63	11,39
Arm	0,15	4,65
Wrist/hand/finger	0,91	12,69
Leg	0,37	3,96
Foot/ankle/toe	0,72	14,19
Total	3,67	53,55

Table III

Types of activities	IF	IA
Forest work	0,47	11,04
Mains	0,72	7,6
House connections	0,45	3,76
Warehouse/load/unload	0,49	5,68
Traffic	0,47	13,07
Meter-reading	0,17	0,88
Workshop/garage	0,19	1,29
Other	0,71	10,49
Total	3,67	53,55

Moreover one should keep in mind that all this is referred to industrial accidents. But 90% of the absenteeism is the consequence of illness and only 10% of accidents, of which 6% private accidents and 4% industrial accidents.

A relation between accidents and technology cannot be given because national figures are missing.

2. Preventive measures

2.1. Plant design and equipment choice

Legal prescriptions are taken into account in plant design, as far as they exist. More and more the safety aspects are taken into account when buying equipment particularly in larger companies. If necessary from a safety point of view new equipment is bought.

2.2. Training

In training only little attention is paid to safety aspects. The companies themselves pay attention to this in courses for safety committees, introductory talks for operating personnel, visits to the Safety Institute and periodical information of the personnel.

2.3.3 Operational precautions

It is now appreciated that chemicals are not always used in the safest way. In one such instance for this reason chlorine hydroxide has been chosen instead of chlorine gas but elsewhere no special precautions are being taken.

3. Safety organisation

3.1. National organisation

The union of water supply companies VEWIN intends to become active in the field of work safety. For that purpose probably a committee will be formed to give advice to the board, to inform the companies and to act as a party to a discussion with government services and the like in safety affairs regarding all companies.

Apart from that a liaison group of safety officers will be formed.

3.2. Local or company organisation

Within the companies safety is the responsibility of the employees and the management in the first place. Larger companies have part-time safety officers, some of whom have a special training. Often very

useful are safety committees with representatives from all branches of the company. The rural water supply companies have formed a liaison group of safety officers.

3.3. Particular legal requirements

Besides safety also health and welfare of the employee are important aspects of labour.

An elaboration of that can be found in the Labour circumstances act (arbeidsomstandighedenwet) of 8 November 1980. Characteristic of that act is that the central government gives more responsibility for safety policy to the employer. The employee also has to be involved more in policy.

4. Assessment of most acute problems

Important problems in the safety field which are current in the Dutch situation now are:

- the elaboration of the Labour circumstances act;
- the use of asbestos-cement as material for mains (pipes with crocidolite-asbestos are prohibited);
- the use of mains for connecting electrical installations to earth;
- the use of chemicals for drinking water treatment and the transport of chemicals;
- the risk of exposure to high sound levels;
- the use of electric tools; etc. etc.
- the risks to personnel of unarmoured low tension electricity cables.

NORWAY

Bjørn Kihlstrøm, National Institute of Public Health, Oslo.

Focusing the searchlight on the subject reveals the lack of exact knowledge and the need to compile experiences in a way making them available for the future.

1. CAUSES AND FREQUENCY OF ACCIDENTS, STATISTICS

When accidents occur at work, the employer is liable to inform the Labour Inspection and the Police. Accidents that cause injury of permanent character or if the number of days off exceeds 10, the case is reported to the National Insurance Institution where details are stored in a data base for statistical processing.

When, however, the days of sickness are less than 10, the documents are filed at the local Labour Inspection Office and are not made available for statistical processing.

The majority of cases are probably of a less serious character and the existing statistical material will therefore show a completely false picture. This is regrettable, and efforts will be made to alter the system.

The existing statistics summarize both accidents at waterworks and hydroelectric power stations comprising about 15 000 employees of which approximately 10% are engaged at waterworks. Nevertheless, the following figures may give an idea about the common types of accidents.

Percentage of most common types of accidents, year 1977.

Injury caused by:	Powerstations and waterworks %	Average of all occupations %
Working machinery	3,2	16,1
Tumbling, fall on same level	11,5	12,9
Fall to lower level	20,8	15,1
Heavy lifts	11,8	13,1
Bumps	12,9	

The total number injured was 279 or about 1,9% of all workers (cases with less than 10 days illness not included).

2. PREVENTIVE MEASURES

2.1 Plant design

The importance of plant design and equipment upon the operation and safety of work are beyond any doubt. Inappropriate construction and start up difficulties are experienced at every new plant and this will probably continue to be so as long as new plants are shaped individually by the wishes of the owner and the ideas of each consultant company.

2.2 Training

The authorities are preparing a system involving classification of plants and education and certification of operators. The majority of the plants have very simple water treatment and are designated class I. Plants having more sophisticated water treatment are designated class II and III.

For the operators at plants class I there are courses of 10 weeks duration, leading to a class I certificate. To achieve certificate class II and III further education is required. The authorities intend this way to secure a certain level of education and thereby improve operation of the plants.

2.3 Operational precautions

In September 1981 the Directorate of Labour Inspection published "Guidelines for Labour at Waterworks" which contain information about some hazardous products and prescribes precautions for some operations. For instance what type of protecting equipment shall be used when working with the chlorination equipment and which operations shall never be performed by one single person.

3. SAFETY ORGANIZATION

3.1 National organization

Each place of work is under the supervision of the Labour Inspection which controls compliance with the regulations.

3.2 Local organization

Recently the operators at some water and sewage plants established their own group within the union. Common problems and questions concerning worker safety may in the future be dealt with through the union.

3.3 Legislation requirements

Where the number of employees exceeds 5 the legislation prescribe one person to be chosen to deal with cases of a safety and welfare nature. Where the number of employees exceeds 50, a permanent committee comprising representatives of the owner, the management and the employees shall work for the physical and psychological health and welfare of the employees.

4. ASSESSMENT OF MOST ACUTE PROBLEMS

One of the more risky places of work is not within the treatment plants but in the trenches carrying pipes. The cold climate makes it necessary to bury the pipes very deep (often more than 2 metres) and due to the topography the trench walls may attain a considerable height. In sand or clay the walls may collapse, while in rock loose stones probably represent the greatest danger. Ice and snow in wintertime increases the risk considerably.

SOUTH AFRICA

Mr W. C. S. Legge.

Two Water Boards and another authority on this subject offered valuable comments following enquiries regarding the causes and frequency of accidents which are summarised as follows:

- a) Lack of care—particularly when changing chlorine cylinders.
- b) Slippery floors or steps.
- c) Workers are not aware of potential dangers.
- d) Workers do not wear protective clothing where appropriate.
- e) Workers are not able to swim.
- f) Lack of built-in facilities for ease of maintenance e.g. lifting hooks and crawl beams.

An analysis of all accidents by the Rand Water Board over a twenty month period with a view to establishing the causes, showed that 293 accidents occurred in this period which represented 9,9 million man hours by 2492 persons or 1 accident per 34 000 man hours worked. The number of accidents due to chlorine gassing is surprisingly small, being only 3,07 per cent of the total number in spite of this Board operating a number of large chlorine dosing installations with a total chlorine consumption of 6000 kg per day on the average. In contrast, 15 per cent of the sample of accidents were caused through accidental tripping, slipping or falling in the work area, while 10 per cent were accidents involving foreign bodies entering the eyes through failure to use protective equipment.

Plant design can cater for prevention of some accidents, but it is important to allow adequate working space for maintenance. There appears however to be no direct relation between the number and type of accidents and the degree of sophistication of the plant. On the other hand because of larger unit sizes the time allowed for "outages" is reduced and more haste must be made to re-commission such units.

Plant design can cover the more obvious defects enumerated above but extensive training is necessary to keep interest alive and accident statistics low. Clear communication between all ranks is imperative and special precautions in gas risk areas are necessary. Regarding open water storage areas such as sedimentation tanks, a pre-requisite for employment should be an ability to swim and recognise dangerous situations. Where dangerous work has to be carried out two persons should be at the site at all times and electricity supplies isolated by locking devices with the keys in the possession of the workers at the critical site. Where workers can come into contact with chemicals by accident, suitable eye sluices and showers should be provided. This would apply to chemical dosing houses and battery rooms.

There are safety organisations who do valuable work. Legal requirements are contained in the Factories Act and the Mines and Works Act, but these are mainly addressed to other environments than those pertaining to water works.

The most acute problem is to make all concerned constantly aware of hidden dangers to persons operating and maintaining a waterworks. Even the establishment of foolproof procedures to ensure the safety of all disciplines involved, presents some problems, as complicated or sophisticated procedures cause delays in getting plant isolated and recommissioned and the delays thus caused lead to disenchantment with safety rules. Safety is an attitude of the mind. Instructions should be kept simple and clear and weigh the consequences and cost of accidents against the risks involved.

Familiarity with a water works breeds contempt for safety which in turn breeds accidents.

SPAIN

Enrique Sena Alonso, Director, Sociedad de Aguas Potables y Mejoras de Valencia, S.A.

PERSONNEL SAFETY IN WATER SUPPLY INSTALLATIONS

To be able to prepare a report on this subject, the attached questionnaire was prepared and sent to a total of 102 supply installations in province capitals and the most important cities.

A total of 33 responses were received, meaning that 32% of the installations answered the questionnaire.

Even considering the number of responses satisfactory, in light of the usual reaction to this type of survey, significant consequences cannot be concluded from the information received, since in the majority of cases the responses were incomplete.

The following is a summary of the answers given to the questionnaire:

QUESTION NUMBER 1

13 installations have an organisation dedicated to the prevention and correction of possible work accidents.

QUESTION NUMBER 2

The function of this organisation is fully satisfactory in the 13 cases.

QUESTION NUMBER 3

Compliance by management with the Safety Standards made obligatory by current legislation is good in 19 installations, and fair in 12.

Compliance on the part of personnel is good in 12 installations, fair in 17 and deficient in 2.

QUESTION NUMBER 4

10 installations believe that part of their personnel (between 2% and 100% according to the installation) work in conditions of excessive dampness.

10 installations state that part of their personnel (between 2% and 10%) work with an excessive amount of gases, smoke or dust.

8 installations state that part of their personnel (between 1% and 30%) work in a high noise level, and

3 installations consider that from 1% to 5% of their personnel work in defective lighting.

QUESTION NUMBER 5

Only 7 installations admit the existence of founded complaints by personnel for deficiencies in working conditions.

QUESTION NUMBER 6

18 installations mention various measures adopted to prevent accidents, the most frequent being those aimed at avoiding chlorine

INSTALLATION OF: _____

SAFETY IN WATER SUPPLY INSTALLATIONS

Survey for the preparation of a report for the Congress of Zürich

1. Does your installation have a Committee or Organisation dedicated to preventing and correcting possible work accidents?
YES NO
2. If in the affirmative, is its function satisfactory?
YES NO
3. Compliance with the Safety Standards obligatory under current legislation is, in general

	By management	By personnel
Good	<input type="checkbox"/>	<input type="checkbox"/>
Fair	<input type="checkbox"/>	<input type="checkbox"/>
Deficient	<input type="checkbox"/>	<input type="checkbox"/>
4. What percentage of the total personnel work in conditions which can cause physical injury or psychic discomfort due to:

— high noise level	%
— excess quantity of gases, smoke, dust, etc.	%
— defective lighting	%
— excessive dampness	%
— uncleanliness	%
— any other inconvenient physical or psychic conditions	%
5. Have there been founded complaints by personnel, over the past three years, of deficient working conditions?
YES NO
How many?
What measures were taken to correct the deficiencies?
6. Describe the measures taken, or the criteria followed in the planning of installations, to increase safety against possible accidents.
7. If courses or lectures have been given in the past three years for the training of personnel in the subject of safety, give their number, explain their content and report the result obtained.

leaks and providing personnel with means of protection, the revision and maintenance of electrical installations and in general, on-the-job application of the General Ordinance of Work Safety and Hygiene.

QUESTION NUMBER 7

Only 6 installations claim to have provided some type of personnel training course, and confirm their positive result.

Finally, the survey asked for some statistical data which would permit evaluation of the frequency and importance of work accidents.

Unfortunately, not all the installations supplied such statistics. From those received it is concluded that:

Of a total of 17 supply installations grouping a total of 3,722 employees, during 1980 there were 341 accidents, 340 of which caused only temporary incapacity with a total of 5,234 lost working days; the remaining accident was mortal.

The number of hours worked in said installations during 1980 was 7,467,631.

Hence 9.2% of the labour force suffered a work accident during

1980, causing the loss of 5.2% of the hours worked.

Saving the regrettable case of the mortal accident, the 340 other accidents were in the majority slight and were caused by falls, blows, foreign objects in the eyes, etc., producing contusions, sprains or wounds which required, on the average, a work lay off of 15 days.

As a summary of the foregoing, and trusting in the interest of supply installations in the subject to thus obtain more extensive information and more complete statistics in the future, it can be concluded that:

The activity of water supply installations is not particularly conducive to the occurrence of working accidents.

However, installations should not be content with the present situation, which can and must be improved.

To this effect, preferential attention must be given to personnel training, through a Committee whose duty it is to prevent accidents, with compilation of statistics to permit correct evaluation of the present situation and confirmation of the improvement achieved with such preventive action.

SWEDEN

Dr Jan Hjort, Stockholm Water and Sewerage Works, Box 6407, S-113 82 Stockholm.

1. Causes and frequency of accidents

1.1 According to a statistical report published by the National Central Bureau of Statistics there were 132 occupational injuries in waterworks during 1979. There is no information about the number of employees in waterworks. For water and sewerage works together the number of employees in 5050.

The principal agency was:

Hand hold machines and implements	15
Lifting machines and appliances, transmission machinery	4
Vehicles, mobile machinery	12
Other converting machines	4
Electrical equipment	—
Pressure vessels, pumps, ovens and furnaces, pipings	16
Technical aids, blasting agents	1
Construction ports, interior fittings, scaffolding, ladders	27
Material, goods, packaging, container	31
Chemicals, physical or biological factors	5
Other person and live animals	—
Other	9
Data not available	8

1.2 There is no such statistic available.

2. Preventive measures

2.1 In Sweden we have a lot of regulations to prevent occupational injuries and to get a better working environment. The regulations may deal with the way in which a job is to be done, the equipment with which a particular machine is to be fitted, the uses to which a chemical substance may be applied and the way in which it is to be handled. For example there are regulations about chlorination and protection around basins.

2.2 There is special training for safety engineers. For safety delegates, see 3.2 below.

2.3 See 2.1 above.

3. Safety organisation

3.1 The National Swedish Board of Occupational Safety and Health is a central administrative authority for matters concerning occupational safety and health and the authority in charge of the Labour Inspectorate.

The Labour Inspectorate is responsible, under the authority of the National Board of Occupational Safety and Health, for supervising the observance of rules concerning occupational safety and health and

working hours, and it offers advisory services in matters relating to the occupational environment. Sweden is divided into nineteen labour inspection districts, each of which is headed by a joint committee including employers' and workers' representatives. Municipal inspectors are responsible for the supervision of certain small-scale workplaces.

3.2 Every company has its own safety advisory organisation. In a big company it consists of a safety engineer, medical doctor, ergonomist, nurse and so on. A small company can buy these services from a local safety and health unit.

In nearly every firm there is a safety committee with representatives from both employees and employer. The employee's representatives, safety delegates, are primarily to be appointed by the local trade union organizations.

It is the task of *safety delegates* to represent the employees in matters connected with safety. Concerning their duties, it is provided among other things that the safety delegates must participate in the planning of new facilities, devices and working methods or of alterations to existing ones. Employers and employees are jointly responsible for ensuring that safety delegates receive the training they need. Safety delegates must be given the leave of absence they require for the discharge of their duties, and they are entitled to inspect documents and obtain all other information having a bearing on their activities.

If a certain job entails immediate and serious danger to a worker's life or health and if a remedy cannot immediately be obtained by representations to the employer, a safety delegate may order the suspension of the work pending a decision by the Labour Inspectorate. Moreover, if a prohibition issued by a supervisory authority is disregarded, a safety delegate may order the suspension of work to which the prohibition refers. Safety delegates cannot be held liable for damage resulting from measures of these kinds.

A *safety committee* comprising employer's and employees' representatives must be set up at every work place with 50 or more employees and every other work place where the employees demand such a committee.

It is the task of the safety committee to plan and supervise safety work at the work place concerned. It must keep careful track of the development of matters connected with the prevention of disease and accidents and it must work to secure adequate safety conditions at the work place. The safety committee is to discuss questions concerning company health services, the planning of new facilities, devices and working methods or alterations to existing ones, and questions concerning information and training on the subject of occupational safety and health.

UK

B. Blackwell, Regional Safety Officer, Anglian Water Authority.

INTRODUCTION

In England and Wales the Employers and Unions in the water industry through a national joint committee examine reported accident and injury statistics covering a workforce of some 72,000, and give advice on safe operational practice to the water authorities and water companies. The following report describes some of the main features of this work.

1. CAUSES AND FREQUENCY OF ACCIDENT

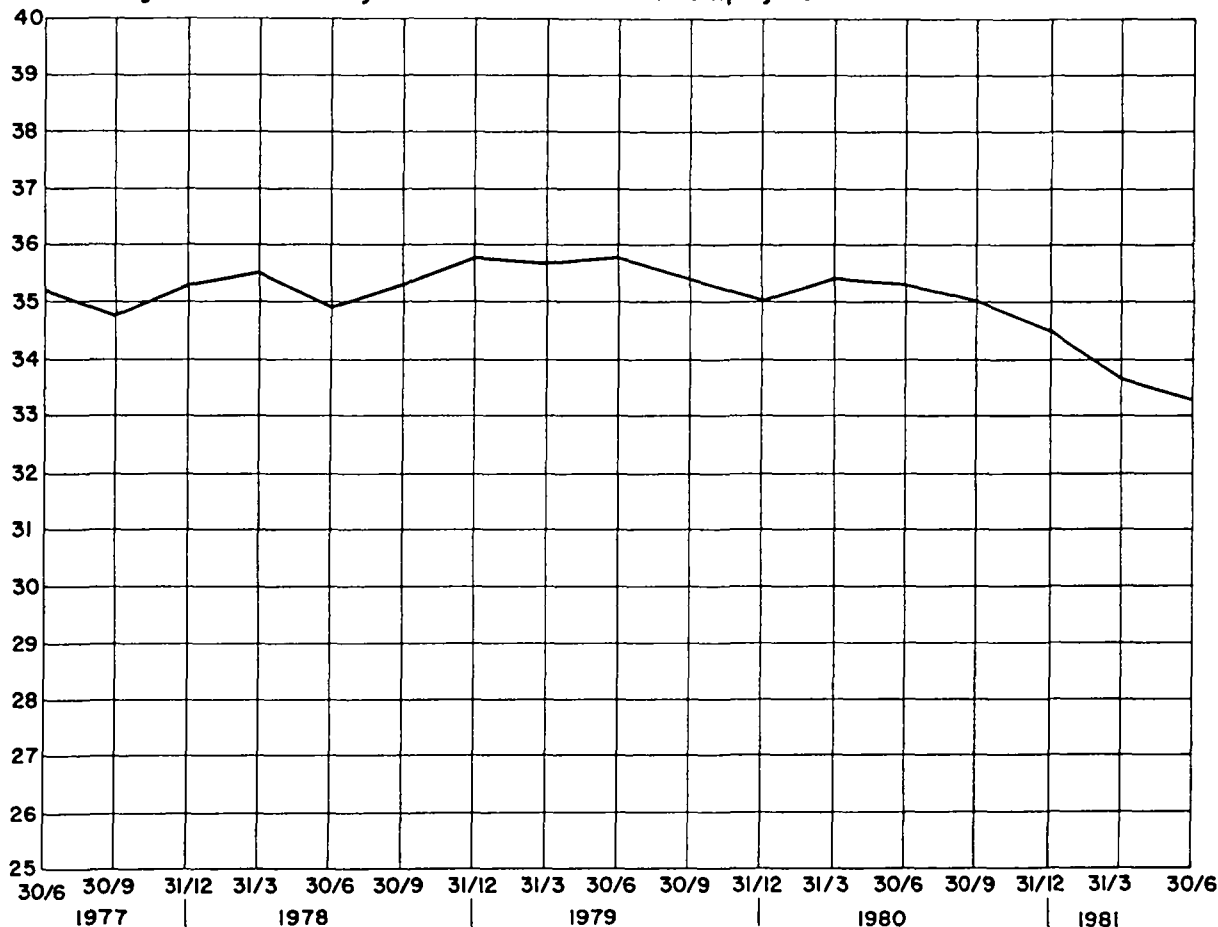
1.1. The frequency of accidents is reproduced as a graph in figure 1. The average remained fairly constant until March 1980 when a downward trend emerged.

The types of accidents are shown in figure 2 with the two major categories "manual handling" and "falls" accounting for over 50% of the total which is similar to other sections of British industry.

FREQUENCY OF ACCIDENTS

Figure 1

Incidence Rate - reportable accidents per 1000 employees per 12 months involving more than 3 days absence from normal employment.



1.2. Many plants have now been automated and a number of hazardous operations eliminated. This has reduced the number of serious accidents.

2. PREVENTIVE MEASURES

2.1. The principle of providing a safe place of work and safe plant rather than relying upon the use of protective equipment and an elaborate system of work is now always considered when designing new works. Managers and operatives are fully consulted during the design process, designers must understand how they carry out their work.

2.2. The Health and Safety at Work Act 1974 specifically requires an employer to provide such training as is necessary to ensure the health and safety at work of his employees. Such an unequivocal statutory duty clearly established the need for a formal, documented training programme. Health and Safety courses were developed by the National Water Council and now occupy 10%-15% of all their residential training. In addition all water undertakings carry out 'in-house' training with the object of ensuring that safety becomes part of normal skills training rather than remaining a separate matter.

2.3. Working procedures are being developed to take account of new technology. Seminars have been held at national level between management, productivity and safety specialists and discussions are continuing within individual organisations to ensure that all working methods have been properly evaluated before being introduced.

3. SAFETY ORGANISATION

3.1. A national health and safety committee was formed in 1976 consisting of representatives of both management and trade unions. This committee has been very active and has produced a series of broadsheets and guidelines on various activities.

3.2. Local health and safety committees have been established and the various undertakings have involved their own managements and staff together on health and safety matters. This has ensured that health and safety is no longer treated as an optional extra but is firmly established as part of the normal day to day activities.

3.3. In 1978 the Government introduced legislation which enabled trade unions to appoint representatives from amongst the workforce to represent the interests of their members on health and safety matters with their employers. These regulations were absorbed into the structures of the industry without any difficulty, due entirely to the

TYPES OF ACCIDENT

Involving more than 3 days absence from normal employment during the year April 1980 to March 1981

	Number of accidents	% of total
Manual handling of objects	750	30.97
Persons falling	620 (+2)	25.61
Use of hand tools	272	11.24
Stepping on or striking against objects	172	7.11
Struck by falling object	136	5.62
Use of machinery	121 (+1)	5.00
Use of transport	92	3.80
Use of cranes and lifting equipment	22	0.90
Gas, fumes, dust, noise	20 (+2)	0.82
Poisonous and corrosive substances	19	0.78
Electricity	14	0.58
Hot materials	12	0.50
Explosions and fires	11	0.46
Miscellaneous	160	6.61
(+ 1) Denotes fatal accident	Total 2421 (+5)	100.00

excellent industrial relations machinery which had been established over many years.

4. ASSESSMENT OF MOST ACUTE PROBLEMS

A study of the types of accidents reveals that the large number of

minor recurring accidents is the major cause for concern. Employees work in small units spread over large geographical areas with difficult control and supervision problems. However it is felt that the continuing involvement of all employees and the acceptance that health and safety is everyone's concern will lead to a reduction of accidents in the future.

USA

John H. Stacha, Assistant Director, Dallas Water Utilities and Harry W. Becker, CSP, Director of Safety, AWWA.

1. Causes and frequency of accidents

The American Water Works Association uses the American National Standards Institute Z16.1 Standard entitled, "Standard Method of Recording and Measuring Work Injury Experience" for collecting accident statistics from water utilities. This Standard has been generally used by all industries, not only in North America, but by other countries around the world. Only disabling injury (lost time) accidents are reported. The frequency rate is calculated by multiplying the number of lost time accidents occurring during a given period (usually each calendar year), by one million, and dividing the result by the actual number of manhours of exposure for the year.

Based on the statistical reports received by AWWA each year from approximately 3,000 water utilities in the United States and Canada, the water supply industry frequency rate is about 34 disabling injury accidents per one million manhours worked. In other words, on the average for every one million manhours of exposure, 34 employees sustain lost time injuries.

The attached chart indicates that almost a half of all accidents result in strains or sprains due to lifting, pulling or pushing objects, or operating in an awkward position. 19 per cent are the result of being struck by objects or striking against objects, and 12 per cent are caused by falls either on the same level or from a different level. Utilities with less than 10 employees had a frequency rate about a half of the overall industry rate, utilities with 10-100 employees had a rate which about equalled the overall industry rate and utilities with over 100 employees had a rate slightly higher than the industry average. The fact that the larger utilities have a higher rate is no doubt due to the fact that most of their construction operations are performed by their own employees, whereas in the smaller utilities practically all of the construction operations are handled by outside contractors.

2. Preventive Measures

It is a recognized fact that most accidents are of the preventable type and are the result of an unsafe act and/or an unsafe condition. Efficiency and safety in any industrial operation can be increased by careful planning of the location, design and layout of the facilities, including machinery guarding, proper ventilation, providing personal protective equipment for employees, etc., so as to eliminate or minimize any hazards. A continuing programme of inspection of facilities and operations is essential to prevent the working environment from causing an accident.

Roughly 88 per cent of all accidents are caused by a worker committing an unsafe practice, and it is essential that supervisors and workers be trained in the principles of safety, safe work methods and procedures. The hazards present in each job or operation should be identified and evaluated and a job procedure manual developed to

train employees in the step-by-step operation including the hazards involved and the techniques and protective equipment required to prevent accidents and injury.

3. Safety Organization

An effective safety programme is one in which all personnel understand their area of function, and in which the lines of responsibility and authority are clearly defined. A safety organization, to be successful, must contain the seven basic elements which are: 1. management leadership, 2. assignment of responsibility, 3. maintenance of safe working conditions, 4. establishment of safety training, 5. an accident records system, 6. a medical and first aid system, and 7. acceptance of personal responsibility by employees.

4. Assessment of Most Acute Problems

Our most acute problem falls into the area of employee education and training, and we must, through training, instruct the employees in the hazards of the operation and the safe work methods and procedures which will offset the hazards and prevent accidents. We must seek to influence the behaviour of the employees and develop proper attitudes towards safety to motivate them to work according to the established rules and regulations. The immediate supervisor or foreman is the key person in the development of this all-important basic element. Accident prevention and operating efficiency go hand-in-hand, you can't have one without the other. Management can provide the men, machines, and materials, but it is the supervisor who is the link in the chain which transforms these items into safe and efficient production.

ANALYSIS OF ACCIDENT TYPES

	<i>Per cent</i>
1. Sprain/strain in lifting, pulling or pushing objects	28
2. Sprains/strains due to awkward position or sudden twist or slip	16
3. Struck by falling or flying objects	10
4. Struck against stationary or moving objects	9
5. Falls to different level from platform, ladder, stairs, etc.	7
6. Caught in, under or between object	6
7. Falls on same level to working surface	5
8. Contact with radiations, caustics, toxic and noxious substances	3
9. Animal or insect bites	3
10. Contact with temperature extremes	1
11. Rubbed or abraded	1
12. Contact with electric current	0
13. Miscellaneous	11

4 GENERAL REPORT RAPPORT GENERAL

Cost structure and charges

Structure des coûts et financement du cycle de l'eau

General Rapporteur:	M. Benaicha (Tunisia)
Rapporteur Général:	
National Rapporteurs:	F. Baldt (Austria)
Rapporteurs Nationaux:	G. Geinger (Belgium)
	J. A. Husen (Denmark)
	J. Liimatainen (Finland)
	G. Facy & F. Valiron (France)
	G. Schmidt (Germany)
	P. Martini (Italy)
	H. Komatsu (Japan)
	S. W. O. Ros (Netherlands)
	C. Raestad (Norway)
	W. S. Maree (South Africa)
	R. Norberg (Sweden)
	E. Rast (Switzerland)
	M. Benaicha (Tunisia)
	C. G. McMillan (UK)
	R. S. McGarry (USA)

LIBRARY
International Reference Centre
for Community Water Supply

Mohamed Benaicha, Director of SONEDE, Tunis, Tunisia

Preface

The present report would not have been possible without the inestimable support of the national rapporteurs whose contributions are appended hereto.

The general rapporteur would like to express to them his sincere thanks for their replies to the synopsis and for the additional information which they supplied in order to throw greater light on the problem under discussion.

We have supplemented the information received via the various national rapporteurs firstly by drawing on Tunisian experience in the matter of pricing policy and secondly by reference to the information gathered at the second UADE congress at Rabat in April, 1982. This refers to the work of the Pricing Policy Committee and chiefly to the experience of Morocco in this area as well as to the reports of M. A. A. Lahlou, 'Fixing the charges for drinking water in Morocco', and M. F. Djerrari, 'The operation of service pipes in Morocco', which furnish answers to the questions raised by our synopsis and, taken together with the Tunisian experience, provide an approach to the problem as seen by two developing countries whose concerns and constraints may differ from those of the industrialized countries.

1. Introduction

1.1 Despite the novelty of the subject at the congresses of our association, the interest aroused is very great and shows the existence of a gap which needed to be filled, all the more so since there are many opinions worth exchanging on this subject.

1.2 The distribution of water has always been linked to political and social factors as well as to technical and economic problems. In spite of the financial nature of the problem, we have found in all the reports that prime importance is attached to the political and social aspects of water pricing policy.

1.3 In all countries, the task of applying a reasonable pricing policy has been entrusted to the water supply undertakings irrespective of whether these are private companies, leasing companies or national utilities.

1.4 It must be pointed out that, whatever the freedom allowed to a water supply company to conduct its affairs on lines dictated by its own profitability, there is a necessary underlying political directive, usually in the form of a written mutual undertaking between the national or local authority and the company, which relates in particular to the charges applied.

2. Water charges

2.1 The general functions covered by a pricing policy may be summarized as follows:

- measurement of the quantity of water consumed,
- charging of the water consumed at the rate fixed,
- collection of initial service pipe installation charges,
- charging of services unconnected with water distribution (including especially drainage/sewerage charges).

2.2 In most countries charges are based on the consumption registered by meters. In some countries all consumers have water meters while in others meters are installed only at major consumers.

2.3 In the Nordic countries and Great Britain household consumption is charged on the basis of a water rate linked to the value of the property, its area, the number of taps and rooms, etc. Meters are installed only for whole buildings, and the quantities consumed by flats are not metered.

2.4 In the most commonly used system, all users are invoiced at six-monthly or yearly intervals. In Tunisia and Morocco charges are invoiced every three months. In the case of large consumers the intervals are shorter, and industrial plants and irrigation systems are invoiced at two-monthly or even monthly intervals.

2.5 Charges are fixed so as to cover operating, maintenance and capital costs.

The state usually has little part in fixing the charges. State control is exercised only in the USA, Belgium, Morocco and Tunisia, where changes made to the initial proposals may relate to the average price or to the application of this price to the various areas of use.

2.6 The most widely used system of charging for water supplies comprises a two-element tariff made up of a basic charge plus a charge proportional to the consumption.

2.6.1 The basic charge, which in Switzerland is called the 'prix de rendement', in Belgium the 'redevance forfaitaire' and in France the 'abonnement', is a fixed charge entitling the user to a constant level of annual consumption. The relevant figures are as follows:

Country	Annual consumption (m ³)
Belgium	40
France	60
Italy	80

2.6.2 The basic charge is fixed by reference to a number of parameters: the diameter of the meter in the Federal Republic of Germany and Japan, or the class of user or application—domestic, industrial or agricultural. In France the user is even allowed to choose between the basic consumer charges.

2.6.3 In some supply services, the fixed charge confers no entitlement to a fixed free volume but is simply a charge paid by the user independently of the volume of water which he consumes.

2.6.4 This fixed charge ensures a minimum level of revenue. It is often used to defray a portion of the capital costs. The size of this fixed charge in relation to the total price paid varies between 25 and 50%:

Country	Fixed charge/total charge %
Sweden	25–30
Switzerland	30–40
Italy	50

It should be noted that this fixed charge sometimes includes additional fees such as meter hire and service pipe maintenance (Belgium).

2.6.5 The volume-related charge is applied to quantities above the fixed level of consumption. Usually this charge is uniform or based on an increasing scale, though occasionally a decreasing scale is applied.

A uniform tariff, with or without a fixed element, is applied essentially in the United States, Austria, Sweden, Denmark and Finland.

Charges based on an increasing scale are applied in most countries to all consumers and encourage economy and the idea of recycling (in industry especially).

Charges based on a decreasing scale are basically applied to major consumers (industry and irrigation) and are generally aimed at encouraging activity in these sectors. In France and in some supply services in the Netherlands the system is applied beyond a specific consumption level.

2.6.6 Diversification of price structure according to use: apart from Switzerland which applies different charges according to the type of use (domestic, commercial, craft occupations, industry and major consumers) and Tunisia, where a distinction is made between domestic and tourist rates, most other countries apply the same price structure to all areas of use.

2.6.7 Major consumers generally receive special treatment. Here a number of factors are brought into play:

- In Belgium, for example, large consumers may not exceed a certain maximum hourly flow-rate and they are allowed a price reduction for volumes metered at night. This amounts in practice 'to imposing a limit on the installed capacity with a levelling of peak demand'.
- In the Federal Republic of Germany, the application of reduced charges depends on the existing local production and distribution facilities. If these facilities are guaranteed sufficient in the long term, then reduced prices are charged. This policy aims at maximizing the cost-effectiveness of the existing infrastructures.

3. Costs

A distinction is made between operating and investment costs.

3.1 Operating costs include:

- Running costs:
 - Labour
 - Energy
 - Treatment materials
 - Maintenance and minor repairs
- Capital charges:
 - Interest instalments on loans covering investments
 - Return on internal capital
 - Interest on bank overdrafts

3.2 In most countries these costs are defrayed by revenue from the sale of water and no government subsidy is paid. Only in Sweden and Italy, where the income falls short of the operating costs, is this deficit made good by a municipal tax (in Sweden) or by the financial resources available to the local authority (in Italy).

3.3 Investment costs. Here two policies are followed:

3.3.1 The first policy is to pass all investment costs on to the user. This is the policy adopted, for example, by Great Britain, the United States, the Netherlands and Switzerland.

3.3.2 In the second policy, subsidies from national or regional sources are granted in the form of investment aids. These subsidies vary from one country to another and range from 2–3% to over 60% of the total investment cost.

3.3.3 In Finland the level of subsidy is 3%, the figure for France is under 20%, while in Austria the subsidy is 20% and in Belgium the level of the national subsidy is 60% which, taken together with a regional subsidy which may be as high as 20%, amounts to close on

80% of the amount invested. In Italy and in underdeveloped areas it is the state itself which undertakes investments in plant.

In the Federal Republic of Germany the government takes certain steps to subsidize water supplies, e.g. by providing long feeder mains and improving the infrastructure in rural areas, etc.

In Tunisia the state is responsible for the provision of major engineering works like dams and canals and grants subsidies covering practically one third of the investment cost.

3.3.4 The rest of the investment cost is financed by borrowing or is exceptionally self-financed (20–25% of investments in Tunisia).

3.3.5 The initial installation costs are paid in their entirety by the new consumer where this is a developer or an industrial undertaking.

These costs are generally uniform, although in the case of Denmark the connection charges may depend on whether the property is located in a rural or urban area.

Occasionally for domestic consumers the connection charges applied cover only a part of the necessary investments. In Switzerland the charges cover approximately 20–25%, in Tunisia 70%.

3.3.6 None of the reports received mentions the possibility of granting payment facilities for the new connection, although this practice has in Tunisia enabled all social strata to gain access to a water supply. When applying to be connected, the private user has to make a cash payment of 1/20 of the connection charge (1/40 before 1976), and the remaining 19/20 constitute a loan to the user which is repayable over 5 years. The three-monthly instalments are involved together with the water consumed.

These payment facilities are granted only to private users and generate interest at 8% per annum.

All other categories of users are obliged to pay the full connection charge cash down.

3.3.7 Note should also be taken of the participation of the user in the renewal of the network by means of a 'contributory payment' which is proportional to the length of his frontage (in Tunisia) or to the square root of the building area (in Morocco).

3.4 The stages of the water cycle which are taken into account in the majority of countries include:

- The purchase of surface water,
- Groundwater catchment,
- Transportation of water,
- The treatment and distribution of drinking water,
- Protection against natural or artificial pollution.

3.4.1 The disposal and purification of waste water, and hence recycling, do not in principle constitute charges applicable to the water supply. These amounts are, however, often invoiced to the consumer on the same bill but with a special note.

3.4.2 Sometimes, as in France, other taxes are added to the invoice:

- Local authority charge applied on behalf of the local authority to enable it to meet its investment costs in the water supply system (feeder mains, treatment plant, etc.),
- National Fund contribution administered by the Ministry of Agriculture and used for the development of water supplies to rural areas.

4. Economic and social considerations

In all the reports received the point is made that the level of charges applied has little influence on household consumption.

4.1 Water supply charges are still modest compared with other expenses like energy and transport. They do not exceed 1% of average household income.

4.2 The majority of water supply undertakings applying a reasonable and fair pricing policy can therefore not pursue sociopolitical objectives by price differentiation. Nevertheless, a policy of applying an increasing scale of charges favours the consumers in the first charge category (often called the 'social category') as compared with those in higher categories.

4.3 It should be noted that in France, Belgium and Italy a special tariff is applied to the economically disadvantaged and to large families. In the USA charity funds assist the needy in paying bills for public utilities including water.

4.4 When the invoices have been sent out, the users may make payment by cheque or by bank or post office transfer. In the event of non-payment, the sanction usually applied is the cutting off of the supply.

In actual practice, the charges are paid satisfactorily and it is rare for the supply to be cut off save in exceptional cases as in the USA, Great Britain and Denmark. In Italy provision is made for cutting off the water supply, but in the event of non-payment the public authorities intervene to restore the supply.

4.5 The relationship between the charges applied and the consumption of water is especially obscure in those cases where the

fixed charge goes a long way towards meeting the essential requirements of the consumer.

All countries agree in stating that the level of charges has little influence on household consumption. And even where a reduction is noted, as in Italy, it is impossible to know whether this is due to the level of charges or to the energy crisis which has forced housewives to cut back on the use of electrical appliances (washing machines and washing-up machines in particular).

4.6 On the other hand, the large consumers are more and more searching for ways of saving water, especially by recycling. This has had the result that in the Federal Republic of Germany between 1970 and 1980 the amount of water supplied to industry by public facilities went down by about 25%.

5. Problems and trends for the future

Problems differ from one country to the next.

5.1 In Italy water suppliers are worried by problems of structure and political choice:

- Restructuring and organization of the water supply services,
- Identical charges covering enormous regional areas,
- Establishment of a tariff level compatible with a reasonable and fair price policy,
- Extension of the tariff to cover the whole water cycle,
- Approval of the new tariff at the same time as the budget.

5.2 In some countries such as Austria and Sweden, the major handicap hindering the development of investments is the cost of loans, so that provision has to be made for revising charges to take account of changes in the cost of borrowing.

5.3 In Belgium provision has to be made for linking water charges automatically to the inflation rate (indexing) so as to ensure that income rises in step with costs.

It would, in addition, be preferable not to apply a lump-sum charge on consumption but to apply charges on an increasing scale with a cheap first segment.

5.4 In Denmark the present policy of diverse tariffs and initial installation costs is being reviewed with the aim of bringing charges into line for all the supply companies.

5.5 In France certain dominating ideas are being advanced regarding the development of the pricing policies of the various water supply and sewerage services:

- The application of a criterion other than water consumption and

more closely related to the social position of the user in order to facilitate an improved distribution of revenue.

- The development of tariffs aimed at inducing users to make choices favourable to themselves and the community (limitation of consumption, repair of leaks, installation of subsidiary meters in buildings, recycling, etc.).
- Different charges according to region to take account of the local economic value of water.
- Charges related to the consumption period, e.g. winter and summer.
- A reduced price for those users who accept a below-normal security of supply and who undertake to pay penalties should they exceed a predetermined hourly consumption rate.

5.6 In Morocco, inflation which is not compensated by systematic tariff revision is contributing greatly to the worsening financial position of the water suppliers.

5.7 In Tunisia, the major problem affecting pricing policy is the establishment of systematic periodical price revision to take account of inflation and the cutting back of costs by implementing a longer interval (e.g. six months) between invoices submitted to small consumers (70% of the total number of consumers use between 0 and 40 m³ per three-month period).

5.8 In Japan it is necessary that the national government should assume responsibility for financing basic structures.

5.9 The general introduction of meters in Norway will result in a substantial saving of water, the treatment of which is becoming increasingly costly. State contributions also need to be increased so as to avoid the necessity of increasing charges.

5.10 The Netherlands are introducing a uniform pricing policy throughout the country with a surcharge applied to peak demand.

6. Conclusion

Before concluding my survey, I should like to apologize for any errors which may have crept into this report as a consequence either of the information gathered or of my personal interpretations.

In this report I have endeavoured only to give a faithful picture of the policies and concerns of the various countries regarding the problems posed by the subject matter without trying to draw comparisons between them.

The experts who will speak after this survey will, however, have every opportunity of doing so.

Mohamed Benaicha, Directeur, Société Nationale d'Exploitation et de Distribution de l'Eau, Tunis, Tunisie

Préface

Le présent rapport n'aurait pas été possible sans l'apport inestimable des rapporteurs nationaux dont les contributions sont jointes en annexe.

Le rapporteur général voudrait les remercier fortement pour leurs réponses au synopsis et pour les informations complémentaires qu'ils ont bien voulu ajouter pour mieux éclairer le problème débattu.

Nous avons complété les informations reçues par les différents rapporteurs nationaux d'une part par l'expérience tunisienne en matière de tarification et d'autre part par les informations recueillies lors du deuxième congrès de l'UADE à Rabat en Avril 1982: Commission Tarification et principalement de l'expérience du Maroc en matière de Tarification: Rapports de Mm. A. A. Lahlou: La Tarification de l'eau potable au Maroc, F. Djerrari: Opération Branchements Sociaux au Maroc qui répondent pratiquement aux questions soulevées par notre synopsis et qui jointe à l'expérience tunisienne, nous donne une approche du problème vu par deux pays en voie de développement dont les soucis et les contraintes peuvent différer de ceux des pays industrialisées.

1. Introduction

1.1 Malgré la nouveauté du sujet dans les congrès de notre association, l'intérêt suscité est très grand et montre qu'il existait une lacune à combler d'autant plus qu'il y a beaucoup de points de vue qui méritent d'être échangés.

1.2 La distribution de l'eau a toujours été liée à des facteurs à la fois politiques et sociaux en plus des problèmes techniques et économiques. Malgré le caractère financier du problème nous avons

retrouvé dans tous les rapports que le caractère politique et social de la tarification de l'eau primait.

1.3 Dans tous les pays, il a été assigné à tous les organismes de distribution d'eau, qu'ils soient Compagnie privée, Société de fermage ou Société Nationale, de pratiquer la vérité des prix.

1.4 Il faut remarquer que quelque soit la liberté donnée à une Compagnie de distribution d'eau de mener ses affaires selon les principes de sa propre rentabilité, il y a à la base et obligatoirement une décision politique consignée, la plupart du temps par écrit sous forme d'obligation mutuelle de l'Etat ou de l'Autorité Locale et de la Compagnie, particulièrement en ce qui concerne le tarif.

2. Les tarifs

2.1 Les directives générales pour une politique tarifaire peuvent se résumer comme suit:

- Quantifier la consommation d'eau
- Facturer la consommation suivant le tarif fixé
- Percevoir les frais de première installation du branchement
- Percevoir les prestations étrangères à la distribution de l'eau (taxe d'assainissement en particulier)

2.2 La tarification s'appuie dans la majorité des pays sur le comptage de la consommation par l'utilisation des compteurs. Dans certains pays les compteurs sont installés à tous les abonnés alors que dans d'autres seuls les gros consommateurs ont des compteurs installés.

2.3 Pour les pays nordiques et la Grande Bretagne, l'usage domestique est facturé sur la base d'un forfait lié à la valeur de la

propriété, à la surface couverte, au nombre de robinets, de chambres etc... Le compteur n'est installé que pour l'ensemble de l'immeuble, pour les appartements les consommations ne sont pas mesurées.

2.4 La facturation la plus communément utilisée est une facturation semestrielle ou annuelle pour tous les abonnés, elle est trimestrielle pour la Tunisie et le Maroc. La périodicité est plus fréquente pour les gros consommateurs: Industriels, irrigation pour lesquels elle est bimestrielle et même mensuelle.

2.5 Le tarif est fixé de telle manière qu'il couvre les frais d'exploitation, d'entretien et du coût du capital.

L'Etat intervient généralement peu dans cette fixation. Le contrôle de l'Etat est effectué seulement aux USA, en Belgique, au Maroc et en Tunisie où les modifications apportées à la proposition initiale peuvent toucher le prix moyen ou la répartition de ce prix sur les différents usages.

2.6 Le tarif le plus couramment utilisé est le tarif binôme comportant un prix de base et un prix proportionnel à la consommation.

2.6.1 Le prix de base, appelé aussi prix de rendement (en Suisse) redevance forfaitaire (Belgique) ou abonnement (France) est une charge fixe qui donne droit à une consommation annuelle constante.

Elle est de:

Pays	Consommation Annuelle m ³ /an
Belgique	40
France	60
Italie	80

2.6.2 Plusieurs paramètres interviennent pour fixer ce forfait:

Diamètre du compteur: République Fédérale d'Allemagne, Japon.

Catégorie d'abonné ou usage: Domestique, Industriel, Agricole.

En France, on peut même laisser le choix à l'abonné entre les différents forfaits de consommation.

2.6.3 Dans certains services l'abonnement ne donne pas droit à un volume gratuit fixé forfaitairement mais traduit simplement le fait que l'abonné impose des charges indépendantes de son volume de consommation.

2.6.4 Cette charge fixe permet de garantir des recettes minimales. Elle est utilisée souvent pour couvrir un pourcentage du coût du capital. La part de cette charge par rapport au prix total varie entre 25 et 50%:

Pays	Charge fixe/Prix total: %
Suède	25 à 30
Suisse	30 à 40
Italie	50

Il est à remarquer qu'on y inclut parfois certaines redevances accessoires telles que frais de location de compteur, frais d'entretien de branchement (Belgique).

2.6.5 Le prix de quantité s'applique aux quantités venant en sus de la consommation forfaitaire fixée.

Généralement il est uniforme ou progressif, parfois dégressif.

Le tarif uniforme avec ou sans partie fixe est employé essentiellement aux Etats Unis, en Autriche, en Suède, au Danemark et en Finlande.

Le tarif progressif est employé dans la plupart des pays à tous les consommateurs et permet essentiellement d'inciter à l'économie ou de penser au recyclage (industrie particulièrement).

Le tarif dégressif est employé essentiellement pour les gros consommateurs (industrie, irrigation) et traduit le plus souvent une volonté d'encouragement à ces secteurs. En France et pour certains services en Hollande il est appliqué à partir d'un certain niveau de consommation.

2.6.6 Diversification du tarif selon l'usage: En dehors de la Suisse qui applique un tarif différent selon l'usage: Ménage, Commerce, Artisanat, Industrie, Gros Consommateurs ainsi que la Tunisie ou on distingue un tarif domestique et un tarif touristique, la plupart des autres pays appliquent le même tarif pour tous les usages.

2.6.7 Les gros consommateurs sont en général traités d'une manière spéciale. On fait alors intervenir plusieurs facteurs:

— En Belgique par exemple il est imposé aux gros consommateurs un maximum de débit horaire et il leur est accordé une réduction de prix pour les volumes enregistrés la nuit: 'C'est pratiquement imposer une puissance installée à ne pas dépasser et s'effacer en pointe'.

— En RFA l'octroi du tarif réduit dépend de la capacité de production et de distribution locales existantes, si elles sont garanties à long terme on octroie alors un tarif réduit: On essaie ainsi de rentabiliser au maximum les infrastructures existantes.

3. Les coûts

Une distinction est faite entre les coûts de fonctionnement et les coûts d'investissement.

3.1 Le coût de fonctionnement englobe:

— Les dépenses d'exploitation:

• Personnel

• Energie

• Produits de traitement

• Entretien et petites réparations

— Les charges financières au coût du capital:

• Annuités d'intérêt des emprunts couvrant les investissements

• Rémunération des fonds propres

• Intérêt des découverts bancaires.

3.2 Dans la majorité des pays ces coûts sont couverts par les revenus des ventes d'eau. Aucune subvention gouvernementale n'est accordée.

Seules la Suède et l'Italie où les recettes d'exploitation accusent un déficit par rapport au coût de fonctionnement résorbent ce déficit par une taxe municipale (Suède) ou par les disponibilités financières propres de la Commune (Italie).

3.3 Coût des investissements: Deux tendances se dégagent:

3.3.1 La première tendance est celle qui fait supporter toutes les charges d'investissement à l'abonné: Cas par exemple de la Grande Bretagne, des Etats Unis, des Pays Bas ou de la Suisse.

3.3.2 La deuxième tendance est celle où des subventions d'origine nationale ou régionale sont accordées à titre d'aide à certains investissements. Ces subventions varient d'un pays à un autre: Elles peuvent être de 2 à 3% jusqu'à 60% et plus du coût total des investissements.

3.3.3 En Finlande le montant de la subvention s'élève à 3%, en France il est inférieur à 20%, en Autriche 20% par contre en Belgique, le montant de la subvention nationale couvre 60% et une subvention provinciale peut arriver jusqu'à 20%, soit un total de près de 80% du montant des investissements. En Italie et dans les zones sous développées l'Etat réalise lui même les installations.

En RFA certaines considérations sont prises par l'Etat pour accorder des subventions telles que: Longues adductions, amélioration de l'infrastructure dans les zones rurales etc...

En Tunisie, l'Etat prend en charge la réalisation des ouvrages importants: Barrage, Canaux et accorde une subvention qui couvre pratiquement le tiers des investissements.

3.3.4 Le restant du coût des investissements est financé au moyen d'emprunts ou exceptionnellement par autofinancement (20 à 25% du montant des investissements en Tunisie).

3.3.5 Les frais de première installation sont financés par le nouveau consommateur en totalité pour les lotisseurs, ou les industriels.

Ce coût est en général uniforme, à signaler cependant le cas du Danemark où les tarifs de raccordement peuvent dépendre de la situation actuelle de la propriété: En zone rurale ou en zone urbaine.

Parfois pour les abonnés domestiques les taxes de raccordement perçues couvrent une partie des investissements nécessaires: en Suisse ces taxes couvrent environ 20 à 50%. En Tunisie: 70%.

3.3.6 Dans aucun des rapports reçus il n'a été mentionné la possibilité d'accorder des facilités de paiement du nouveau branchement alors que cette pratique a permis à toutes les tranches sociales d'accéder à l'eau en Tunisie.

A la souscription de la demande de branchement, l'abonné particulier est tenu de verser au comptant 1/20 du coût du branchement (1/40 avant 1976), les 19/20 correspondent à un prêt consenti à l'abonné, remboursable sur une période de 5 ans. Les échéances trimestrielles sont facturées avec la consommation d'eau.

Ces facilités de paiement ne sont accordées qu'aux abonnés particuliers et produisent un intérêt de 8% l'an.

Par contre toutes les autres catégories d'abonnés sont tenues de payer au comptant le montant intégral du branchement.

3.3.7 A noter aussi une participation de l'abonné au renouvellement du réseau, par le paiement d'une 'Part Contributive' qui est proportionnelle à la longueur de sa façade (Tunisie) ou à la racine carré de la surface bâtie (Maroc).

3.4 Les phases du cycle de l'eau qui sont prises en compte par la majorité des pays sont:

— L'achat de l'eau superficielle

— Le captage de l'eau souterraine

— le Transport de l'eau

— Le traitement et la distribution de l'eau potable

— La protection contre la pollution naturelle ou artificielle.

3.4.1 Le rejet et l'épuration de l'eau usée, donc le retour dans le circuit ne sont en principe pas des éléments de la facture de distribution d'eau. Cependant ces taxes sont souvent facturées au propriétaire sur la même facture mais avec mention spéciale.

3.4.2 Parfois d'autres taxes, comme en France sont perçues sur la facture:

— Surtaxe communale perçue au profit de la Commune pour faire face à ses charges d'investissement relatives à l'eau (adduction, station de traitement etc...).

— Fonds national: Réserve au Ministère de l'Agriculture destiné au Développement des adductions d'eau rurale.

4. Aspects économiques et sociaux

Dans tous les rapports reçus on fait remarquer que le niveau des tarifs appliqués influence peu la consommation des ménages.

4.1 Les dépenses de consommation d'eau sont encore faibles comparées aux autres coûts tels que Energie, Transport. Ils n'excèdent pas 1% du revenu moyen des ménages.

4.2 La plupart des Entreprises pratiquant la vérité des prix ne peuvent alors favoriser des objectifs de politique sociale par une différenciation des prix. Néanmoins le fait d'adopter un tarif progressif par tranche favorise les consommateurs de la première tranche (appelée souvent tranche sociale) par rapport aux tranches suivantes.

4.3 A signaler qu'en France, en Belgique et en Italie on applique un tarif spécial aux économiquement faibles et aux familles nombreuses. Aux USA des fonds de bienfaisance viennent en aide aux nécessiteux pour le paiement de leurs factures utilitaires y compris celles de l'eau.

4.4 Après émission de la facture l'abonné a la possibilité de payer par chèque ou par domiciliation bancaire ou postale. En cas de non paiement les moyens de coercition prévus sont en général la coupure d'eau.

En pratique le recouvrement des redevances se fait correctement et le recours à la coupure est rare, sauf cas exceptionnel comme aux USA, en Grande Bretagne ou au Danemark. En Italie la coupure est prévue mais en cas de non paiement les autorités publiques interviennent pour rétablir l'eau.

4.5 La relation entre les tarifs appliqués et la consommation d'eau n'apparaît pas clairement surtout dans le cas où le forfait couvre largement les besoins essentiels de l'abonné.

Tous les pays concordent pour dire que le niveau des tarifs influence peu la consommation des ménages. Et même si on constate une diminution; comme c'est le cas de l'Italie, on ne sait pas si c'est dû à un tarif adéquat ou à la crise énergétique qui a obligé les ménagères à une faible utilisation des appareils électro-ménagers (machine à laver et lave vaisselle en particulier).

4.6 Par contre les gros consommateurs cherchent de plus en plus des possibilités d'économiser l'eau surtout par du recyclage. C'est ainsi qu'en République Fédérale d'Allemagne entre 1970 et 1980 l'acquisition d'eau de l'industrie provenant du secteur public a diminué d'environ 25%.

5. Problèmes et tendances pour l'avenir

Les préoccupations diffèrent d'un pays à un autre.

5.1 Pour l'Italie ce sont les problèmes de structure et de choix politique qui préoccupent les organismes de distribution d'eau:
 - Restructuration et organisation des Services des Eaux.
 - Tarif identique sur de vastes zones régionales.
 - Assurer un niveau de la tarification pour pratiquer la vérité des prix.
 - Etendre la tarification sur tout le cycle de l'eau.
 - Approbation du nouveau tarif en même temps que le budget.

5.2 Pour plusieurs pays (Autriche, Suède entre autre) le handicap majeur pour le développement des investissements est le loyer des emprunts aussi faut-il pouvoir reviser les tarifs par suite de l'évolution du coût des prêts.

5.3 Pour la Belgique l'indexation automatique du tarif de l'eau en fonction du taux d'inflation doit être autorisée afin que les recettes évoluent parallèlement aux charges.
 D'autre part, il serait préférable de ne pas accorder une consommation forfaitaire mais plutôt tarif progressif avec une première tranche à prix réduit.

5.4 Au Danemark le principe actuel de la diversité des tarifs est à l'étude ainsi que le coût de première installation afin de les harmoniser pour toutes les Sociétés de Distribution.

5.5 En France certaines idées maitresses sont avancées pour faire évoluer les politiques tarifaires des différents Services d'Eau et d'Assainissement:
 - Application d'un critère, autre que la consommation d'eau, ayant une corrélation plus étroite avec le niveau social de l'abonné afin de permettre une meilleure distribution des revenus.
 - Développement des tarifs incitant les abonnés à orienter leurs choix dans le sens favorable pour eux mêmes et pour la collectivité

(limitation des consommations, réparation des fuites, installation de compteurs divisionnaires dans les immeubles, recyclage etc...)
 - Tarification différente par région en fonction de la valeur économique locale de l'eau.
 - Tarification par période de consommation: Eté, hiver par exemple.
 - Prix réduit pour les abonnés qui acceptent une sécurité d'alimentation moindre que la normale et qui s'engagent à payer des pénalités en cas de dépassement d'un niveau de consommation horaire fixé à l'avance.

5.6 Pour le Maroc l'inflation non compensée par la révision systématique des tarifs contribue lourdement à la dégradation de la situation financière des organismes de distribution d'eau.

5.7 Pour la Tunisie le problème majeur pour la tarification est la possibilité de révision systématique à une période qui suit le taux d'inflation et la possibilité de diminuer les charges par le recours à une période de facturation plus grande (semestrielle par exemple) pour les abonnés à faible consommation (70% du nombre total d'abonné consomment entre 0 et 40 m³ par trimestre).

5.8 Pour le Japon il est nécessaire que le financement des structures de base soit pris en charge par le Gouvernement National.

5.9 La généralisation des compteurs en Norvège permettra une économie importante de l'eau dont les charges de traitement commencent à devenir de plus en plus importantes. Il est aussi nécessaire d'augmenter les contributions de l'Etat pour ne pas être obligé d'augmenter les tarifs.

5.10 En Hollande, introduction d'une tarification uniforme sur tout le pays avec un coût supplémentaire pour le demande de pointe.

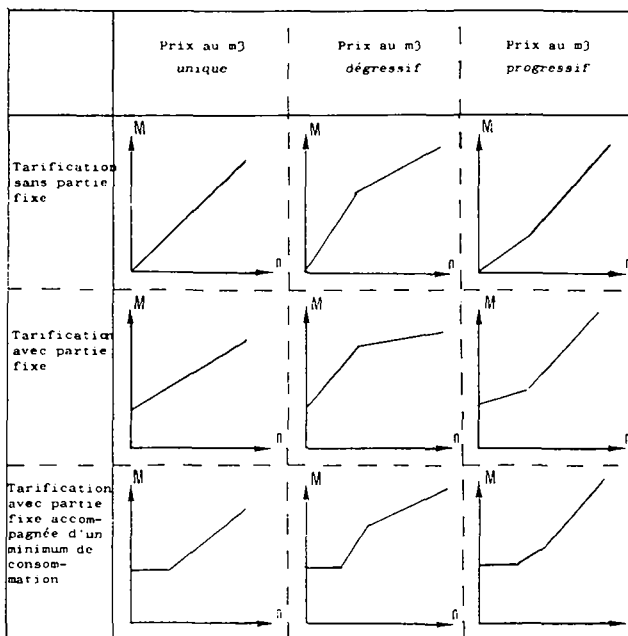
6. Conclusion

Je voudrai avant de terminer mon exposé m'excuser des erreurs qui ont pu se glisser dans ce rapport soit des faits, des renseignements recueillis, soit de mes interprétations personnelles.

Dans ce rapport on n'a fait que refléter fidèlement les solutions et les soucis des différents pays quant aux problèmes soulevés par le sujet sans essayer de faire la comparaison entre eux.

Les experts qui prendront la parole à la suite de cet exposé auront tout le loisir de le faire.

Annexe: Différents mode de structure possibles



M: Montant de la facture
 N: Nombre de m³ vendus par abonné

AUSTRIA

Dipl.-Ing. Fritz Baldt

1. Tariffs

1.1 Types of tariffs

Water tariffs in Austria are chiefly established according to economic aspects. The income from water charges finances operating and maintenance costs as well as loan costs.

Excesses are added to the reserves as real profits are not allowed.

The tariffs are composed of the price/m³ and the meter charges. Partially one charges basic fees and/or charges for minimum water consumption.

1.2 Tariffs for different customers

Households, industry and agriculture have mainly equal tariffs. Only a few waterworks offer discounts for bulk purchasers.

2. Costs

2.1 The operating costs of the water supply are financed exclusively from the income of water charges.

2.2 The financing of capital investment is brought about in the following manner; 50-60% by national low-interest loans, 0-20% by national subsidies, the remainder comes from water supply enterprises by means of supply charges, capital stock and bank loans. The loans are being repaid from income from water charges.

2.3 The water charges are also responsible for financing the flow regulation of rivers, groundwater management, water collection and

storage, water transportation, treatment and distribution as well as pollution control.

3. Social and economic aspects

3.1 The household tariff is based almost exclusively on the financial needs of the water system. The social policy is hardly important for the fixing of the household tariff.

3.2 The charging of the household tariff depends on the actual water consumption. The payment is due two to four times a year.

3.3 The level of water charges has hardly any effect on household and industrial consumption because of rather low water tariffs in Austria. The waterworks which have relatively high tariffs notice a tendency to lower consumption in households as well as in industry.

4. Problems and future trends

4.1 As mentioned in No. 2.2 there are no difficulties in financing the capital investment. But there are often major difficulties in the arrangement of tariffs, if the tariffs have to be burdened with costs for loan-repayment.

4.2 At the moment no change is likely to occur in the financing of capital-investment.

As mentioned in No. 4.1 there is however reason to raise the tariffs because of the burden of loan repayment.

BELGIUM

G. Geinger

1. Tariffs

Les tarifs doivent être approuvés par le Ministre des Affaires Economiques.

1.1 Environ 95% des branchements sont équipés de compteurs.

Les tarifs comprennent généralement une redevance forfaitaire donnant droit à une consommation de base.

La consommation supplémentaire est portée en compte à un prix uniforme, progressif ou dégressif.

1.2 En principe deux tarifs:

a) Tarif pour consommation domestique.

Généralement une redevance forfaitaire, location du compteur incluse ou en sus, donne droit à une consommation de 20 à 40 m³ par an. La consommation supplémentaire est facturée à un prix uniforme ou progressif.

Certains tarifs comprennent une redevance fixe ou une location de compteur sans volume de droit. Toute la consommation étant facturée à un prix unique.

b) Tarif pour gros consommateurs.

Les gros consommateurs doivent garantir un volume minimum pour lequel ils acquittent une redevance forfaitaire.

Le prix de la consommation supplémentaire est uniforme ou dégressif, mais jamais inférieur au prix de revient.

Il est courant d'imposer aux gros consommateurs un maximum de débit horaire et d'accorder une réduction de prix pour les volumes enregistrés pendant la nuit.

2. Coûts

2.1 Les coûts de fonctionnement sont couverts par les recettes de la vente de l'eau.

2.2 Les coûts d'investissement sous domaine public sont financés en partie par des subsides, alloués par l'Etat (±60%) et les provinces (de 0 à 20%).

Le restant est financé au moyen d'emprunts ou exceptionnellement par autofinancement.

Certaines extensions du réseau (lotissements, industries) sont payées, à 100% ou en partie, par le secteur privé.

2.3 Sont prises en compte dans les factures:

- l'achat de l'eau superficielle
- le captage de l'eau souterraine
- le transport de l'eau
- le traitement et la distribution d'eau potable
- la protection contre la pollution naturelle ou artificielle.

3. Les aspects économiques et sociaux

3.1 Les instructions ministérielles préconisent les tarifs comprenant un volume de droit de 30 m³.

En outre, le prix de la première tranche de consommation supplémentaire doit être égal au prix unitaire du forfait.

Le prix unitaire des suppléments reste uniforme ou augmente par tranche.

La redevance forfaitaire couvre tout ou partie des charges fixes indépendantes de la consommation.

Certaines distributions d'eau accordent une réduction aux familles nombreuses et cas sociaux.

3.2 Les factures, sous forme de bulletin de virement avec communication structurée, sont envoyées par la poste ou parfois distribuées par le personnel. Le paiement se fait généralement par l'entremise des institutions financières (banques, CCP, etc...).

Pour certains abonnés, les factures sont expédiées directement à l'institution financière de leur choix qui automatiquement débite le compte des intéressés.

Les factures sont généralement envoyées une fois par an et comprennent la redevance forfaitaire et la consommation supplémentaire.

Sur la facture figurent obligatoirement le montant de la redevance forfaitaire, le nombre de m³ consommés par tranche et le prix unitaire par tranche.

3.3 Le niveau des tarifs appliqués influence peu la consommation des ménages, mais à longue échéance, sensiblement celle des gros consommateurs.

4. Problèmes et tendances pour l'avenir

4.1 Tarification.

L'eau potable n'est pas un produit cher.

La dépense pour l'eau de distribution représente moins de 1% du revenu disponible par famille.

Néanmoins, l'indexation automatique des tarifs n'est pas autorisée et les recettes augmentent moins vite que les charges.

Les taux d'intérêt élevés freinent les investissements et obligeront les services à facturer au moins semestriellement.

4.2 Formule consommation domestique: redevance d'abonnement sans consommation de droit.

Première tranche de consommation à prix réduit.

Consommations suivantes à prix uniforme ou progressif.

DENMARK

J. Aage Husen, General Manager, Copenhagen Water Supply, Denmark

1. General situation

The water supply in Denmark—for 98% based on groundwater—is organized in about 150-200 municipal and 4000-5000 private cooperative waterworks. The city councils fix the tariffs for the municipal waterworks and have to approve the tariffs for the private cooperative waterworks.

The waste water services are organized and administered by the municipalities but not together with the waterworks. Although the municipal waterworks often collect a payment for waste water services together with the payment for water supply, the economy of the two services is quite independent.

2. Tariffs

According to a general administrative provision in Denmark any public supply must be economically self-supporting, and therefore the water supply tariffs have to be fixed in a way that enables the waterworks to cover the total costs of operating expenses and capital investments.

2.1 Tariffs for connection

The tariff for connection is a one occasion payment which the new customer has to contribute for access to the existing system and for covering the direct expenses of expanding the system to the property concerned. It may be divided into a contribution to the main system (wells, treatment plants, reservoirs, pumping stations and water mains), a contribution to the distribution pipes and a payment for the service pipe. Fixed tariffs are generally based on average costs.

2.2 Tariffs for consumption

- (i) m³—price
- (ii) fixed annual charges

For waterworks where metering of the consumption in each property is compulsory the water charges are mainly based on m³-prices. An additional fixed charge may be used, often in the form of a rent for the water meter. This group of waterworks is providing more than half the total consumption from public waterworks.

Many waterworks are using fixed charges for delivery to households and farms, while the delivery to industries is metered. The fixed charges have many different bases e.g. property value, number of taps or number of dwellings—of which the latter seems still to increase.

2.3 Tariffs for different purposes

The tariffs for connection may depend on the actual situation of the new properties (e.g. in urban or in rural area) and they will always depend on the prospective water consumption (number of flats in dwelling houses, nature of industries, size of farms and normal stock of cattle etc.).

The tariffs for consumption are—regarding m³-prices—normally the same for all customers (household, industry, etc.), while the fixed annual charges are normally based on the prospective consumption following in broad outline the same criteria as the tariffs for connection.

3. Costs

3.1 Operating costs are financed exclusively out of the customers' payments for consumption (2.2). No grants from government or municipalities are given.

3.2 The capital investments may partly be financed directly by the revenues from connection payments (2.1). Further the private cooperative waterworks have to raise loans and the municipal waterworks have to apply to the city council for grants from the municipality.

By obtaining municipal guarantees the private cooperative waterworks may have their loans on favourable terms. According to the principle of self-support the municipal waterworks have to regard their grants from the municipalities as loans which they have to pay interest on and have to repay. The annual refunds are the fixed depreciation rates±the total profit or deficit of the year. The total accounts of the municipalities do not allow funds for special purposes.

3.3 The water charges mentioned above are exclusively financing the collection, treatment, storage, transportation and distribution of the water.

4. Social and economic aspects

4.1 There is no need of social policy concerning the household tariffs.

4.2 The proprietor is responsible for the payment of the total water consumption on his property. Debts to a municipal waterworks for any water charge hold the same mortgage on the property as debts for property-rates. The private cooperative waterworks are allowed to close the connection in case of non-payment and to charge for the closing and the reopening when the debt has been paid.

4.3 The charges for water supply have at the present levels no significant effect on household or industrial consumption. The additional charge for waste water service, which is normally substantially higher than the water charges, seems to reduce the industrial consumption by the increased inducement to use recirculation.

5. Problems and future trends

5.1 The current problems of tariffs are the different ways the many waterworks follow when fixing the tariffs, especially the tariffs for connections. The results may lead to injustice between the different groups of consumers and between new and existing customers. The lack of clear principles makes it difficult for the municipal authorities to fix the tariffs for the municipal waterworks and to approve the tariffs of the private cooperative waterworks.

The problems of financing concern the strict rule of self-support. When it is impossible for the municipalities to offer grants without engagement to a later payment, it is difficult to provide an adequate public water supply in sparsely populated areas—e.g. on small islands—as the water price may be extremely high for the consumers concerned.

5.2 The principles for water supply payments are at present considered by a committee under the Ministry of Environment. Besides a recommendation of a fundamental set of rules for fixing the tariffs it is expected that the work of the committee will result in a modification of the principle of self-support and will actuate the use of fixed tariffs for connections which—inside defined areas—are independent of the situation of the properties to be supplied.

FINLAND

Mr J. Liimatainen, Lic. eng., Association of Finnish Cities, Eduskuntakatu 4, 00100 Helsinki 10

1. Introduction

The Finnish population is about 4.8 million inhabitants. Ninety per cent of the total population have public water supply and 89% public sewerage. The biggest water and sewage works serve 450,000 inhabitants and the smallest less than 100. Approximately 45% of the supplied water is groundwater, the rest being surface water. Towns and municipalities, which have fairly wide self-government, own almost all the water and sewage works. The following chapters deal with water and sewage works owned by towns and municipalities. Small stock company type waterworks are excluded.

The daily per capita consumption of water (specific consumption) in Finland has decreased in 1970s being at present 297 l/inh/d. Approximately 12% of this amount is used by industry. Most industrial enterprises have their own water supply (i.e. pulp and paper industry). Industrial water demand in Finland is much bigger than

municipal water demand.

2. Tariffs

2.1 Types of tariffs used

All the supplied water is metered and charged. The meters are owned by water works. A water meter is installed in every building. In apartment houses the amount of water consumption in individual apartments is not metered. Fixed tariffs are used. They are adjusted about once a year. Usually the waterworks have one tariff. There is a degressive tariff in 15% of the towns.

2.2 Tariffs for different customers

In some small municipalities industry and farms have lower unit prices than other consumers.

2.3 Miscellaneous aspects

Approximately 25% of the Finnish towns charge a separate connection fee from a new consumer. All the towns use consumption fee of unit demand type (Fmk/m³). Basic fees (annual fixed rate) are charged only by 9% of the towns. A specific water meter fee is charged in 76% of the towns. Also some other miscellaneous fees are applied in some towns but these fees have not any economic importance.

3. The costs

3.1 Operation costs of water works

Operation costs are covered by consumption fees (Fmk/m³). The central government has no financial assistance to the operation costs.

3.2 Capital investment costs of water works

The local governments own the water works operating in their administrative area. Therefore, the local governments also finance the investments of their waterworks. The direct assistance to the waterworks from the central government is approximately 3% of the total investments. The central government gives some interest support to some loans of the water works. These loans with lowered interest rate have been about 7% of the total investments.

Investments costs are collected from water users in the form of annual interest and amortization costs. These costs are mainly covered by consumption fees (Fmk/m³). The share of the investment costs in the consumption fee is 50–80%. Normally all the investment costs cannot be collected from water consumers. This causes some 'losses' to water works. These 'losses' are covered by municipal taxes.

3.3 The aspects included in costs

The aim is to cover all investment and operation costs of the water works structures (water intake system including eventual storages or ground water wells, water treatment plants and water distribution systems) by water charges. All the investment costs of the sewer works structures as well as operation costs of the sewer works are covered by sewage fee which is also based on metered water consumption.

4. Social and economic aspects

4.1 The need of social policy

Social aspects are not considered in water fees. These aspects are considered separately by a special branch of local government administration.

4.2 Collection of revenues

Water is charged most commonly four times a year. Big consumers are charged 6–12 times a year.

4.3 Tariffs and water consumption

In 1974 a sewage fee, based on a special sewage charge law, was established in Finland. This fee became approximately as big as consumption fee of water and thus doubled the total water fees. From this year onwards water demand has decreased. One of the reasons for this has been also the previous high water consumption.

Water consumption and sewage fees have been in towns as follows:

	Average Fmk/m ³	Maximum Fmk/m ³
Water consumption fee	1.86	2.80
Sewage fee	2.13	3.20
Total	3.99	5.45 ¹⁾

1) Maximum water demand fee and maximum sewerage fee do not occur in the same town.

Fmk = 0,125 £.

5. Problems and future development

5.1 Problems

The most essential problems related to water tariffs are:

- increase in total costs in spite of decreased water consumption
- basis of capital cost calculations (interest and amortization)
- pressure to increase tariffs.

5.2 Tariff structure

An investigation and a recommendation based on the investigation were completed in Finland in 1981 dealing with water tariffs. The most essential problem areas were:

- would it be possible to cover the investment costs in form of a single connection fee
- is it administratively and economically sensible to charge an annual basic fee
- would it be advisable to charge different special fees (water meter rent, joining of sprinkler systems to a water distribution system and installation of house connection pipes).

The towns are recommended to consider the tariffs individually. The recommended main principle is to charge only such fees which give a total revenue of at least 5% of total revenues of the water enterprise.

FRANCE

MM. Valiron et Facy

1. Les charges supportées par les consommateurs d'eau potable

En France, la distribution d'eau potable et l'assainissement des eaux usées domestiques relèvent de la compétence communale. Un service d'eau ou d'assainissement est donc attaché à une commune ou, lorsque des collectivités voisines ont des installations communes, à un syndicat intercommunal.

L'équilibre financier des différents services repose sur deux principes: la vérité des coûts et l'internalisation des effets externes.

1.1 La vérité des coûts

Pour la respecter, chaque service doit légalement couvrir ses dépenses par les recettes qu'il perçoit auprès de ses usagers. Cela implique en particulier qu'il n'y a pas de péréquations pour établir un prix unique entre des services distincts: ce qui contribue à une allocation optimale des ressources nationales en évitant, d'une part, le gaspillage de l'eau dans les régions où une péréquation rendrait le prix inférieur au prix de revient, et d'autre part, un malthusianisme inutile, par les prix, dans celles où la situation serait inversée.

1.2 Internalisation des effets externes

Pour aller dans le sens d'une plus grande vérité des coûts, il a été décidé en 1964 de faire participer les consommateurs à l'ensemble des charges résultant de leur consommation:

- Les charges des services d'assainissement sont couvertes par les consommateurs d'eau: en fonction du volume de leur consommation d'eau potable pour les abonnés domestiques et selon le volume d'eau amenée aux collecteurs et le poids de pollution, pour les industriels.
- Des redevances de prélèvement dans le milieu naturel sont payées par les services d'eau qui puisent dans des ressources qui ne peuvent plus être considérées comme illimitées. Ces redevances, prix de la ressource en quelque sorte, sont ensuite redistribuées sous forme de subvention au développement des ressources.

- Des redevances de pollution sont payées par les collectivités, et répercutées sur les consommateurs, pour les quantités de pollution qu'elles rejettent dans le milieu naturel. Ces redevances, assimilables à un coût de dégradation du milieu naturel, sont redistribuées sous forme d'aide aux efforts d'épuration.

Les redevances de prélèvement et de pollution sont gérées, à l'échelle de six grands bassins hydrographiques, par les Agences Financières de Bassin qui en fixent les niveaux en fonction des circonstances locales et en redistribuent les produits dans le cadre de programmes d'intervention pluriannuels fixés par leurs instances dirigeantes (Conseil d'Administration et Comité de Bassin) et approuvés par le Gouvernement.

Les consommateurs d'eau supportent donc en principe l'ensemble des charges qu'implique le service qui leur est rendu. Pour être tout à fait précis, il faut cependant indiquer que:

- des subventions, d'origine nationale ou départementale, aident certains investissements. Ces subventions sont en général inférieures à 20% de l'investissement considéré. Les charges de fonctionnement ne font normalement pas l'objet de subventions.
- Des prêts à taux réduits sont accordés, par un organisme national aux collectivités pour leurs investissements en matière d'eau et d'assainissement.
- Une redevance de 0,065 F par m³ est prélevée sur toutes les ventes d'eau potable. Son produit, reversé au Ministère de l'Agriculture, est destiné au développement des adductions d'eau rurales.
- Dans le cas de réseaux d'assainissement unitaires, (commun aux eaux pluviales et usées), le budget général de la commune doit en principe payer la quote-part du service d'assainissement correspondant aux eaux pluviales.

2. La tarification

Les systèmes de tarification utilisés pour répercuter auprès des abonnés les charges des services d'eau et d'assainissement, sont déterminés par chaque service. Il en existe donc une grande diversité. Leurs caractéristiques les plus courantes sont:

AUTOPSIE D'UNE FACTURE D'EAU*

- Une tarification qui s'appuie sur le comptage de l'eau consommée par l'abonné.
- Un abonnement est facturé, avec ou sans contrepartie d'un volume gratuit fixé forfaitairement. Dans certains services, l'abonné peut choisir entre différents forfaits de consommation et valeurs d'abonnements correspondants.
- L'abonnement traduit le fait que l'abonné impose des charges indépendantes de son volume de consommation.
- Chaque m³ consommé, au-delà du forfait de consommation s'il en existe un, est facturé en fonction d'un prix unitaire, unique, progressif ou dégressif en fonction du niveau de consommation.
- Le plus souvent, la tarification ne dépend pas de l'usage qui est fait de l'eau ou du statut social de l'abonné. Quelques exceptions à ce principe: tarif spécial dans des communes pour les services économiquement faibles, tarif avantageux pour les services municipaux etc...

On constate donc que les tarifications utilisées en France s'efforcent d'appliquer jusqu'au niveau de l'abonné, et non pas seulement au niveau du service, le principe de la vérité des coûts: chacun doit payer pour la charge qu'il fait supporter à la collectivité. Ceci est illustré notamment par, d'une part, la présence très répandue du comptage pour relier le montant global de la facture au niveau d'utilisation du service et, d'autre part, par l'absence en général de discrimination des consommateurs à travers les tarifs qui leur sont appliqués. Il faut cependant admettre que les structures tarifaires retenues peuvent entraîner des effets qui vont à l'encontre du principe que chacun paye selon les charges qu'il génère: nous ne donnerons que comme exemple le système de tarification fondé sur un prix unique du m³ et sans prime d'abonnement, dont l'équité n'est qu'apparente car il ignore l'existence de frais fixes indépendants des volumes consommés.

3. Evolution des systèmes de tarification

La contribution de la tarification — dans un domaine qui représente 1% de l'activité économique nationale — à la recherche d'une efficacité économique maximale devrait conduire à faire évoluer les politiques tarifaires des différents services d'eau et d'assainissement de la façon suivante:

1. Suppression ou atténuation des effets de certaines tarifications qui introduisent des distorsions dans l'affectation à chacun des charges qu'il cause et qui conduisent ainsi à des redistributions de revenu mal maîtrisées, au caractère social non établi, car fondées sur un critère dont la liaison avec le niveau social n'est pas certain: la consommation d'eau.
2. Développement des tarifs qui non seulement répartissent équitablement les charges, mais soient aussi des 'signaux économiques' incitant les abonnés à orienter leurs choix (limitation des consommations, réparation des fuites, installations de compteurs divisionnaires dans les immeubles, recyclage pour les industriels, etc...) dans le sens de la fois le plus favorable pour eux-mêmes et pour la collectivité. Dans cette optique tarifaire, les distributeurs d'eau pourront puiser dans l'expérience de leurs collègues électriciens qui ont déjà beaucoup fait pour établir des tarifs fournissant à leurs abonnés de bons signaux économiques. Il s'agirait d'adapter ces efforts, fondés sur les concepts de la tarification au coût marginal, aux cas de la distribution d'eau, en se gardant d'introduire des tarifications trop complexes dont les coûts seraient inférieurs à leurs conséquences favorables. Cela devrait d'ailleurs aboutir à des tarifications, différentes selon les collectivités, et dont les degrés de sophistication seraient proportionnels aux valeurs économiques locales de l'eau.

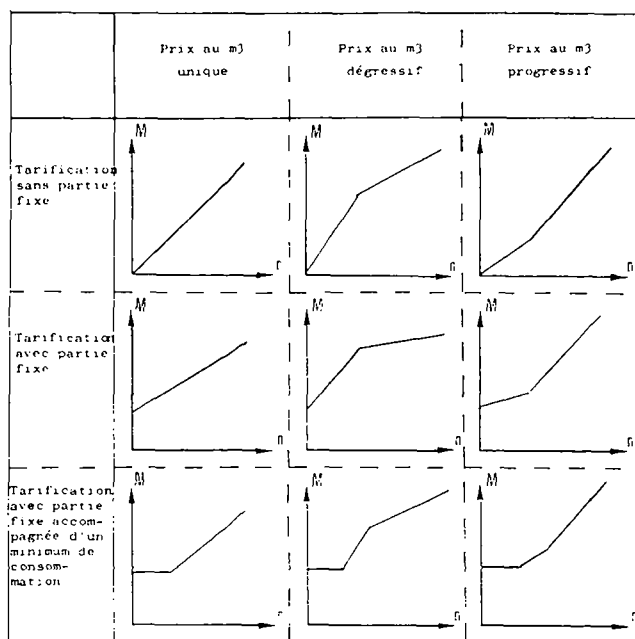
En France, ce genre d'approche a déjà conduit à des tarifs distinguant la période de consommation (été/hiver par exemple), ou proposant des prix réduits aux abonnés industriels qui acceptent une sécurité d'alimentation moindre que la normale ou qui s'engagent à payer des pénalités importantes en cas de dépassement d'un niveau de consommation horaire fixé par avance.

Mais avant même de se préoccuper de rechercher des structures optimales de tarification, il faudra s'empêcher de faire supporter aux consommateurs d'eau potable des charges indues, sous le seul prétexte que la consommation d'eau est une assiette de perception aisée. En effet, cela saperait à la base, les objectifs poursuivis par une tarification visant à une efficacité économique. Ainsi, il serait peut-être plus judicieux de prélever des redevances sur des produits dont l'utilisation pollue fortement les eaux et d'employer les sommes dégagées à l'aide financière aux installations d'épuration des eaux, plutôt que de taxer les volumes d'eau auxquels ces produits se mélangent. En terme de signal économique, ceci serait une meilleure indication fournie aux consommateurs pour orienter valablement leur choix. D'une façon générale, il ne faut pas faire payer aux consommateurs d'eau toutes les luttes contre les pollutions des eaux ou d'aménagement de l'environnement aquatique, lorsque ces pollutions ou le coût de ces aménagements n'ont pas pour origine la consommation d'eau. Agir autrement serait transformer le consommateur d'eau en contribuable, dont la pression fiscale varierait en fonction de sa consommation d'eau.

Facture : EAU + ASSAINISSEMENT 173234 S DU 01/01/79		DATE DE PAIEMENT 30/09		A PAYER AVANT LE 31/01/79		
7335 1282 53		DATE: 12 78		FACULTÉ N° 173234 S R0404 R010102		
Propriétaire observé: MR DUPONT RENÉ 12 B AVENUE DE LA GARE VILLA LES FLEURS 96 VILLEVEILLE N° de client: 0604 010 0122						
ABONNEMENT 01 07 78 AU 31 12 78 EXCÉDENT DU SEMESTRE		30	2,50	7500	700	525
SURTAXE COMMUNALE		20	2,20	4400	700	308
REDEVANCE ASSAINISSEMENT		53	0,80	4240	700	298
REDEVANCE ASSAINISSEMENT		53	1,40	7420	700	519
LOCATION ENTRETIEN COMPTEUR ENTRETIEN BRANCHEMENT EAU				1300 862	700 1760	081 152
FONDS NATIONAL LUTTE CONTRE LA POLLUTION REDEVANCE DE PRÉLÈVEMENT AGENCE DE BASSIN		53	0,0650	345		
		53	0,28	1484		
		53	0,022	108		
MONTANT A PAYER AVANT LE 31/01/79		30,90		14862	13595	1833

1. Abonnement: Il fait l'objet de versements semestriels.
 2. Consommation: L'abonné a consommé 53 m³ pendant le semestre.
 3. Abonnement: L'abonnement donne droit à une consommation de 30 m³ par semestre ('part fixe').
 4. Tranches 1 et 2: Elles correspondent à la 'part promotionnelle', c'est-à-dire aux quantités d'eau consommées en excédent de la 'part fixe', ici 23 m³.
 5. Montant hors taxes: L'abonné verse pour le compte de la société distributrice — 75 + 44 + 6 F au titre de la rémunération du service; 13 F pour la location et l'entretien du compteur; 8,62 F pour l'entretien du branchement.
 6. Surtaxe communale: Elle est destinée à permettre à la commune de faire face à ses charges d'investissements (réseau, usines de traitement, etc.).
 7. Redevance d'assainissement: L'assainissement est, dans le cas présent, assuré par la commune. Lorsque l'évacuation et l'épuration sont confiées à une société, la redevance comporte une part qui lui est destinée et une autre destinée à la commune.
 8. Fonds national: La redevance, réservée au ministère de l'Agriculture et destinée au Fonds national pour le développement des adductions d'eau rurales, s'élève (loi de 1975) à 0,065 F par m³ d'eau.
 9. Lutte contre la pollution et redevance de prélèvement / Agence de Bassin: Ces deux redevances sont proportionnelles à la consommation selon un taux fixé par les Agences financières de Bassin.
 10. Taxe à la valeur ajoutée: La TVA est appliquée à l'ensemble des postes de la facture, à l'exception du fonds national et des redevances de pollution et de prélèvement.
 - A. Rémunération de la société distributrice = 146,62 F.
 - B. Sommes perçues par la société distributrice et reversées par elle à des tiers 135,95 F + 19,33 F (pour l'administration fiscale).
- * Dans le cas où la commune a délégué une partie de sa mission à une société privée.

TARIFICATION: Différents modes de structure possibles



M: Montant de la facture
n: Nombre de m³ vendus par abonné

GERMANY

Dr Schmidt, Bonn

1. Tariffs

1.1 Types of tariff used

In the Federal Republic of Germany the quantity of water consumed by the customer is measured. As a rule, the house owner is the contracting party of the water supply undertaking. The consumption is settled on the basis of a water tariff which is either fixed by the water supply undertaking or is determined by supervisory bodies. In the majority of cases a so-called split water tariff is applied: a basic tariff independent of consumption (possibly differentiated according to the size of the meter) and a quantity tariff for the quantity of water consumed. The structure of the water tariff corresponds only in part to the structure of given costs in the water supply.

In the event of default by the consumer the payment of the water charges can be secured by prepayment and the furnishing of security in accordance with legal regulations.

Moreover, it should be noted that the water supply undertakings endeavour to calculate the water charges in such a way as to cover the costs in full.

1.2 Tariffs for different customers

Whether and to what extent water tariffs are differentiated according to groups of consumers (households, industry, agriculture) is for the water supply undertaking to decide. It is dependent on the available local capacities for the production and distribution of water. Where water resources are secure in the long run and where there are sufficient capacities for the distribution of water the fact that the water tariff is formed on the basis of costs may lead to a situation where industry has a lower water tariff to pay per m³ of water consumed than households.

In regions, however, which are facing difficulties in the provision of water every water consuming sector has the same tariff to pay per m³ of water consumed, the effect being that industry turns more and more to a multiple use of water.

2. Costs

2.1 Financing of operating costs and capital charges

As mentioned under 1.1 the water tariffs are to cover all costs of water

supply. This includes capital charges (depreciation, interest on the capital invested) apart from operating costs (personnel, energy). The depreciation has to orient itself by the repurchase costs of the individual water supply units and by the long-term interest in the capital market. In the Federal Republic of Germany, unfortunately, the set-off of capital charges on the basis of the repurchase costs in the balance sheet is not recognised by the tax authorities.

The overwhelming part of the costs is covered by the water tariff. A smaller part of the costs accruing in the distribution sector is financed by the consumers via a contribution to the costs of installation.

In special cases, e.g. when a long-distance water supply system is set up or when the infrastructure in the rural area is improved, the Federal Laender give grants to the water supply undertakings on the basis of their promotion guidelines in order to reduce the great initial burden in the setting up of a water supply system.

2.2 Other costs of water utilization covered by the water tariff

Any action intended to regulate the water cycle such as river regulation, ground water management, transport and conditioning of waste water as well as the control of waste water discharges are not considered a task of the public water supply. Only in the Ruhr district do the water supply undertakings support i.a. measures to manage the water quality via their contributions as members of river boards. These contributions are covered by the water charges.

3. Social and economic aspects

The water tariffs cover the costs of using the services of the water supply. It is not up to the water supply undertakings to support social policy objectives via a differentiation of the water tariffs.

In 1980, the share of costs of the water supply in the average income of an average household amounted to about 1%. The water consumption of households in the Federal Republic of Germany does not respond flexibly to increases in the water tariff.

The industrial water consumption, however, reacts to the increases in the costs of the use of water (fresh water and waste water charges). Thus, the purchase of water from the public water supply by industry dropped by about 25% in the years from 1970 to 1980.

ITALY

Pierluigi Martini, ACEA Municipal Water and Electricity Board, Rome.

1. Tariffs

1.1 In Italy, the setting of water tariffs is the task of public authorities (at the national or provincial level, according to the importance of the subject). A considerable variety in the kinds of tariffs exists, but with the reform that was introduced in 1974 an attempt is being made to achieve a unified tariff policy. Progressive prices have been set for a growing number of consumer classes, being referred to a pre-set consumption per user to be paid as a 'basic rate'. For household users this consumption is calculated on the basis of the families or apartments served. A fraction of this consumption, defined as being for 'essential use', is sold at a social price (considerably lower than cost).

Conceptually, tariff levels are calculated year by year on the basis of the average costs given by the most recent balance sheet, and corrected with the increases deriving from circumstances that have already been verified (new work contracts, new electricity tariffs, etc.).

No reference is made to long-term marginal costs as regards investment programs. The tariffs thus calculated are subject to lengthy approval procedures (communal councils, price committees, etc.).

1.2 The unified tariff system substantially refers to household users. No social tariffs are provided for other categories, and the indications of the quantities to be assigned as pre-set consumption have not been established. Generally, a notable portion of effective consumption is invoiced as 'excess' consumption, and therefore the average tariff is greater. Exceptions are the very large users, for whom price reductions are general, and those who use non-potable water, for whom the tariff is about halved. No price reductions are provided for the ancient users who are served at constant flow (these having private reservoirs), the aim being to provide incentives for their abolition.

2. Costs (in relation to tariffs)

2.1 When costs are increasing, the procedure for calculating tariffs

(see point 1.1) does not guarantee that operating costs will be covered, because of the out-of-phase relation between the measuring of the costs and the application of the new tariffs.

Moreover, many Communes, owing to not-always-rational political choices, do not avail themselves of the annual revisions permitted.

In the calculation of costs, amortization is referred to the historical value of the water works except for moderate re-evaluations by the law, which do not reach the cost of rebuilding.

For these reasons, the effective income does not cover the actual costs.

The Communes, through funds available from their budgets, must meet the operating deficit.

From a study made on Municipal Water Boards (which distribute 40% of the water in Italy) the economic situation shown in table 1 is disclosed.

2.2 Present tariff levels permit drawing from the operating budget only a moderate portion of the financing for new investment. This portion is at present decreasing; during the last 10 years annual investments (as referred to the value of the money for a base year) have doubled, and the ratio between revenues and investments has diminished from 300% to 150%.

Therefore, investments are essentially financed by loans contracted by the Communes, who can often take advantage of financing at subsidized interest rates, connected with state or regional programmes.

In certain cases of particular importance, and for undeveloped areas, the State supplies the funds for the construction of water-supply works, or directly builds them itself (The 'Cassa per il Mezzogiorno').

2.3 Water tariffs are calculated on the basis of all the costs concerning water supply: flow regulation at the source, collection, treatment, pumping, transportation, storage, distribution, supply to users. There are some cases when the bill includes as well the collection and disposal of used waters. The present tendency (law 153/81) is to adopt a unified tariff system that comprehends the entire

water cycle, from its intake to its discharge as waste, including as well certain waterwork necessary to avoid its pollution upstream of the water-resources collected.

3. Economic and social aspects

3.1 As already noted, the tariffs applied to household uses take account of the principle that water is an essential good for human life, and, therefore, for household uses only, and for a quantity established at 250 litres per day per family, a lowered tariff is applied, equal to about 50% of the basic tariff. Approximately, this tariff repays running costs (excluding capital costs).

The tariff structure provides for a series (two or three) of progressive tariffs, for categories of consumption that is greater than average consumption, which tariffs tend to compensate for the smaller revenues deriving from the application of the lower 'social' tariff.

3.2 Bills are generally sent every three months. The user may generally pay through banks or post offices. The possibility of interrupting the water supply is provided for, for cases of non-payment. But the public authorities, for social reasons, often oblige the companies to reactivate the interrupted users.

3.3 The tariff structure adopted has also the aim of putting a brake on excessive consumption. In effect, the per capita increase in consumption over the last five years has greatly diminished. However,

it is not possible to establish how much other causes, acting simultaneously, have affected this reduction, such as the crises in the economic and energy sectors, which have limited the use of clothes washers and dishwashers.

4. Future problems and tendencies

4.1 As already mentioned, laws, procedures and not well thought out political choices make it impossible to equalize costs and revenues. This causes a lack of economy-mindedness in the managements and aggravates the problem of investments, which are already compromised by the restrictions adopted nationally so as to cope with the economic crisis. Moreover, the extreme fragmentation of the Water Boards (around 4,500) causes irrational uses of water resources, the increase of investment costs, and the presence of greatly different tariffs in adjacent water districts.

4.2 The most pressing objectives regarding the future development of the tariff system are believed to be the following:

1. Tariff levels such as to assure the coverage of the effective costs, the approval of the tariffs being done at the same time as the estimated budget is approved;
2. a tariff policy that is extended over the entire water cycle;
3. the tendency to equalize tariffs over large areas (regional or sub-regional) and the consequent organizational restructuring of water services.

Table 1. Income from municipalized Water Boards

Year	lire/m ³ of water produced		profits lire/m ³	losses lire/m ³	% incidence, losses on revenues
	average cost	average revenue			
1974	56	45	0.1	10.8	24.0
1975	77	64	0.7	13.6	21.2
1976	89	74	1.0	15.3	20.7
1977	107	89	0.9	18.8	21.1
1978	121	100	1.4	22.4	22.4
1979	137	125	1.9	16.2	13.0

JAPAN

Hideo Komatsu, Administration Division, Tone River Water Works Construction Centre, Bureau of Water Works, Tokyo Metropolitan Government

1. Water rate structure

Most of the water utilities in Japan have traditionally adopted the different water rates for several customer classes based on their supposed capacity to pay (Table 1).

In 1968, Japan Water Works Association (JWWA) proposed water rates based on so called a diameter-of-pipe principle as desirable for determining a rate schedule. This principle was expected to realize an idea of individual cost-of-service principle which is thought more effective to secure the objective adequacy of water rates (Table 2).

Since the proposal being made, this principle has greatly prevailed and resulted in one-third of the total water utilities adopting rate schedules based on this principle.

Table 1. An example of water rate for different classes of customers (one month)

Customer classes	Basic rate		Meter rate per 1 m ³ over the basic volume (Yen)
	Basic volume m ³	Money (Yen)	
Residential	0-10	1,200	100
Commercial	0-20	3,600	200
Industry	0-100	18,000	150
Public bath	0-100	9,500	80

Table 2. An example of water rates in diameter-of-pipe principle (one month)

Diameter of pipes	Basic rate		Meter rate
	Basic volume m ³	Money (Yen)	
13 mm	10	800	150 Yen per 1 m ³ over 11 m ³
20 mm	10	1,200	
25 mm	10	1,800	
40 mm	—	3,400	150 Yen per 1 m ³
50 mm	—	11,000	
75 mm	—	24,000	
100 mm	—	50,000	

Table 3. An example of progressive-unit-cost principle

Meter rate	Consumption of water in one month			
	0-20	21-50	51-100	100+
Unit price per 1 m ³ (Yen)	100	150	200	250

On top of that, water utilities adopting the rate schedules based on progressive unit-cost principle (Table 3) have also been increasing under the circumstances of recent water resources shortage. The maximum unit-cost of meter rate is determined within the limit of long term marginal cost which can recover the cost of improvement and extension. The diagram shows the cost analysis and cost allocation of water utilities in Japan (Fig. 1).

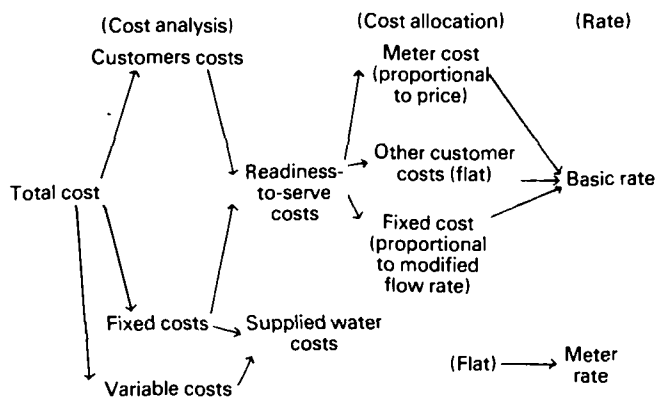


Fig. 1. Cost analysis and cost allocation for water rates under the diameter-of-pipe principle

2. Cost

The self-sustaining principle of water utility, as one of the established management principles, requires that total amount of water rates should cover the amount of both operating and capital expenses, goods and depreciation. The capital expenses consist of interest expense and other expenses. The items of the other capital expenses are different among the water utilities.

In 1979, JWVA proposed a guideline, shown in Table 4 to calculate the above expenses in order to maintain the actual value of capital of the utilities. More utilities are expected to adopt this guideline in the future.

3. Social and economic aspects

Keeping the residential water rates as low as possible is prevailing water utility policy. This consideration was also used when the rate schedule with the diameter-of-pipe principle was established. Each consumer with a small diameter pipe is generally given the basic volume of water (e.g. 10 m³ per month) at a uniform price, and the basic water rate for such consumer is generally set lower than proper allocated cost. This consideration and the progressive-unit-cost principle for meter rate are being studied with a view to not going to extremes and avoiding danger to the sound financing of water utilities due to a great change in structure and volume of water consumption.

4. Problems and future trends

It is expected that there will be no basic change in the financial and

Table 4. Cost structure

Total cost	Operating expense	personnel		
		Goods (power, pumping, chemicals, etc.)		
		Depreciation		
	Capital expense	Interest cost		
		Expenses to maintain the capital	Bond redemption	
			Margin between present price and the depreciation cost	
		Other expenses to maintain capital		

the water rates structure, but the gaps existing in the water rates between various water utilities and comparatively more expensive water rates are the urgent problems for water utilities to tackle.

In order to solve these problems, the grants and other administrative financial aids of the national and local governments have been partly introduced. But it is necessary to enlarge and strengthen such financial aids in the future.

NETHERLANDS

Samuel W. O. Ros.

1. Tariffs

1.1 Types of tariff used

In the Netherlands supply of drinking water by water undertakings to local authorities for firefighting is free. In a few municipalities deliveries to institutions of public interest such as schools and hospitals are not charged.

Among the 97 Dutch water undertakings 16 charge a fixed amount per annum per dwelling for unmetered use.

The tariffs in the Netherlands are based on average cost. Not less than 77 water undertakings charge degressive tariffs for the metered uses, in 6 undertakings the tariffs used are progressive, in 5 undertakings they have a neutral and in 9 water undertakings a mixed character.

1.2 Tariffs for different customers

1.2.1 Tariffs for households (demand < 1000 m³ a year)

Besides the fixed charges for the unmetered dwellings we can distinguish two basic types of tariff for the metered deliveries viz.

1. One-part tariffs, consisting of a fixed or variable price per cubic metre used.

This tariff structure is being applied by 6 small water undertakings.

2. Two-part tariffs, being composed of a standing charge and a fixed or variable price per cubic metre.

This tariff structure is found in 84 Dutch water undertakings, 70 of which having a tariff composed of a standing charge plus a fixed price per m³.

Table 1 gives a summary of the various types of tariffs for households.

1.2.2 Tariffs for industry, agriculture etc. (demand ≥ 1000 m³ a year)

In the Netherlands all premises with a consumption of 1000 cubic metres or more a year are charged by meter. There is no difference in tariff for industrial and agricultural use.

Only in the case of large users is water sold under special conditions by some companies.

Here too can be distinguished.

1. One-part tariffs

In 13 water undertakings the tariffs consist of a fixed or variable price per cubic metre used.

2. Two-part tariffs, being composed of a standing charge plus a fixed or variable price per m³.

In 87 water undertakings there are 103 two-part tariffs.

The most common tariff is composed of a standing charge and a degressively varying rate per m³.

Table 2 gives a summary of the types of tariff for industry, agriculture, etc.

2. Costs

2.1 The water supply operating costs are financed out of customer revenues.

2.2 The costs of capital investment are also financed out of customer revenues.

2.3 Groundwater management, collection and storage, water transportation, treatment and distribution and pollution control are the aspects of the water cycle which are included in costs financed by water charges.

Table 1. Summary of the types of tariff for households and the number of water undertakings in which they are applied

Types of tariff	Number of water undertakings	Bases of standing charge						
		Fixed charge	Surface of dwelling	Kind of dwelling	Number of rooms, sanitary appliances	Capacity of supply meter or ingoing pipe	Number of cubic metres consumed	Rateable value of dwelling
ONE PART TARIFFS	Standing charge	16	2	5	1	7		1
	Fixed price per m ³	4						
	Progressive variable price per m ³	1						
	Degressive variable price per m ³	1						
TWO PART TARIFFS	Standing charge + fixed price per m ³	70	44	3		18	3	2
	Standing charge + progressive variable price per m ³	4	2			2		
	Standing charge + degressive variable price per m ³	10	1			2	7	

3. Social and economic aspects

3.1 In general the household tariff is not based on the needs of social policy.

3.2 The water supply of the customer who is unwilling to pay the water-bill is stopped, until he has paid.

3.3 The level of charges has no significant effects on household consumption of water. The influence of the price-level on industrial consumption is unknown.

4. Problems and future trends

4.1 Within a few years under the auspices of VEWIN a uniform charging system will be introduced into all water supplying companies. In this system the costs of surplus capacity, caused by cyclical fluctuations in water demand, are charged to the quantity of water sold in the peak period.

Table 2. Summary of the types of tariff for industry, agriculture, etc. and the number of water undertakings in which they are applied

	Types of tariff	Number of water undertakings	Bases of standing charge					Number of cubic metres consumed and peak hour capacity
			Fixed charge	Surface of premise	Capacity of supply meter or ingoing pipe	Number of cubic metres consumed	Peak hour capacity	
ONE PART TARIFFS	Fixed price per m ³	6						
	Degressive variable price per m ³	7						
TWO PART TARIFFS	Standing charge + fixed price per m ³	44	17		24		2	1
	Standing charge + progressive variable price per m ³	8	3	1	4			
	Standing charge + degressive variable price per m ³	51	7	1	14	29		

NORWAY

C. Raestad, Department of National Resources.

Cost structure and charges including social and economic factors

Norway's population of approximately 4.1 million people live in both urban and rural areas. The size of the different waterworks reflects this distribution:

Number of people supplied by each waterworks	Number of waterworks	Number of people supplied	% of population supplied
1-100	unknown	1.2 million	28
101-1000	1000	0.3 million	8
More than 1000	400	2.6 million	64
		4.1 million	100

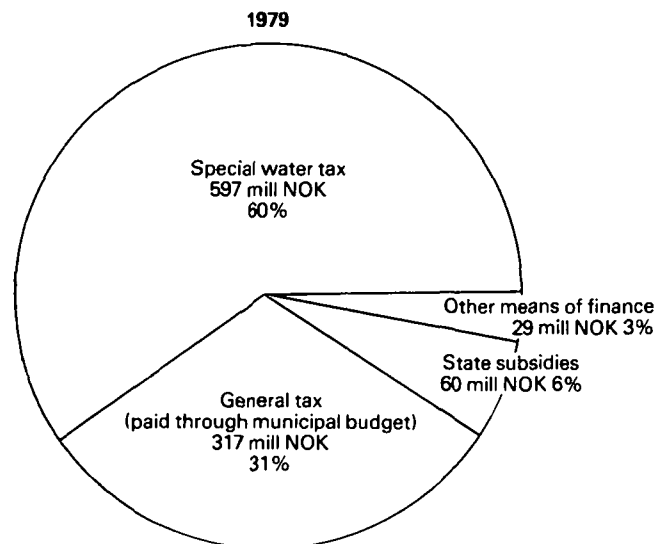
Traditionally the waterworks have been small and a private responsibility.

Although our statistical registrations are incomplete, one can roughly estimate that about 40% of the population is still supplied by private waterworks. These waterworks usually divide their yearly costs directly among the participating members.

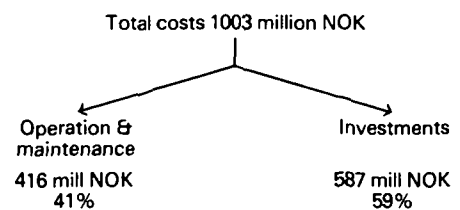
The municipal waterworks are primarily financed through direct charges paid by the consumers and also through the general municipal budget. In 1974 a new law for water tariffs introduced a tariff system that should stimulate the waterworks to increase the tariffs so that the waterworks eventually become self-financed. Although the water tariffs today on an average cover 60-70% of the total costs, quite a few communities still cover much less than 50% of their expenses through the tariffs.

Traditionally Norway has had an abundant supply of good quality water with small costs in collection and treatment. The distribution system is expensive due to deep, frostsafed pipeline trenches. Variable costs, for example for water treatment and electricity for pumping are relatively low. The total costs have been almost independent of demand, as long as the capacity of the waterworks is sufficient.

Water meters have for this reason been very little used in Norway. In accordance with the new law in 1974 the charges for water are now connected to the amount used. Because of this, large consumers like industry and other major users have installed water meters. Private homes generally have the charges calculated through estimations of consumption based on the size of the houses. A normal water charge in Norway would be 1.00-1.50 Norwegian Kroner (NOK) per cubic



Municipal water supply in Norway Ways of financing the costs



Serving approximately 2.5 million people
(60% of the population of 4.1 million)

metre or 200–500 NOK for a normal house per year. There is very great variation in the water charges, and some communities charge more than 3 NOK per m³.

Figure 1 shows the distribution of municipal waterworks' incomes in 1979. Most of the water charges are yearly charges although there is normally also a charge for connection of a new consumer to the networks. This charge can vary from 500 to 10,000 NOK for a normal house, depending upon local rules and tariffs.

The charge for sewage is also linked to the amount of water used by the house, but the size of these tariffs are not included here.

Because of special geographical conditions some areas in Norway may have extremely large costs in establishing new, adequate water supply systems. This is especially the case in small coastal communities, particularly in western and northern Norway. There are special government contributions for development in these areas. Waterworks in Norway receive annually approximately 50 million NOK

from the government for these purposes. In special cases these funds finance up to 40% of the costs and in addition there are special government loans for development. In addition within agriculture there are special funds for irrigation projects and these funds have amounted to 25–70 million NOK per year depending upon the total number of projects. These government subsidy arrangements are given both to private and municipal waterworks and must be considered of cardinal importance for maintaining a social structure with agriculture, industry and good living conditions in rural areas.

The tendencies for future water use seem to be that treatment is becoming more necessary and costs of large raw waterworks make it necessary to try to decrease water consumption. Increased costs and the wish to stimulate saving of water may lead to more extensive use of water meters and higher costs for the consumers. Difficult economic conditions for the municipalities also increase the demand for increased water tariffs and increased state contributions.

SOUTH AFRICA

Mr W. S. Maree

South Africa lies in the drought belt of the globe. If account is taken also of the fact that available water resources are very unevenly spread geographically and that most of the important metropolitan regions do not happen to be located on major rivers, it becomes evident that the cost structure of water supplies varies greatly from place to place. On the one hand the application of a realistic price policy that reflects underlying scarcities ensures that water will be used in such a way that it will make an optimal contribution to the national economy and to society; on the other hand, water is necessary to maintain life, to produce crops, to promote the exploitation of mineral resources, to ensure the generation of power and to decentralize industrial development. In addition, South Africa has highly developed urban, industrial nodes and extensive semi-developed rural areas.

Water pricing can be divided into seven broad categories. The policies for each category (of which examples will be given in the full presentation) are shortly as follows:

1. *Developed urban communities*

Each scheme intended for domestic or industrial use is supplied at a price that covers the full costs of supply. These are highly sophisticated water supply schemes.

2. *De-centralized industries and urban communities in developing growth nodes*

Owing to the high capital cost of schemes and comparatively long construction periods, it is economically advantageous to construct them for future use as well as for immediate requirements. It is unreasonable that, while demand is low, current consumers should pay high tariffs to cover the full interest and redemption on capital for facilities which are really intended for use at a later stage. The uniform tariff over the predicted full life of the scheme is calculated by allowing initial deficits to accumulate for redemption when revenue increases as a result of growth. All expenditure, including accumulated deficits, is redeemed by the end of the useful life of the scheme, usually taken as 30 years.

3. *Townships and smaller local authorities*

Local authority schemes which are sound but which would result in the community having to pay tariffs beyond its resources, are subsidizable by the Government from 10% to 33,33% on a sliding scale depending on the estimated cost of the water 13 years hence.

4. *Sub-economic urban housing schemes*

In the majority of cases, a charge is levied for all services, including water, at a highly subsidized rate.

5. *Undeveloped rural communities*

In undeveloped rural communities water is traditionally obtained in receptacles from the nearest source which is in many instances a great distance away and polluted. Low cost development schemes to provide water of a suitable quality is then accorded a very high priority. The basic objective is to provide potable water at communal points situated within 0,5 km of any consumer, as well as providing watering points for stock in the surrounding grazing camps. Due to the high premium placed on agricultural land, rural communities have often congregated on sites which require high pumping heads.

The cost of such schemes average \$50 000 per scheme with over 1 000 schemes completed in one area alone during 1980.

Where the Government develops such schemes, rural consumers obtain water at no cost, while associated rural industries are charged a nominal subsidized amount.

Where non-Government agencies have undertaken to assist local communities with expertise and technical advice to upgrade their wells and springs, the local community usually supplies the manpower for installing the low cost facilities such as pipelines and reservoirs and also assists with the operation of the system, thereby reducing the financial burden on the community.

6. *Irrigation and stock-watering schemes*

In order to maintain self-sufficiency in food production, the Government has undertaken large intensive irrigation schemes and extensive stock-watering schemes. These schemes would not in themselves be economic for the farming of certain staple crops; but they have been undertaken in the national interest. Water rates on such schemes cover only the direct annual cost of running and maintaining the scheme plus such part of the finance charges as income from production can reasonably bear. Where however townships and industries also receive water from such schemes, they pay their share of the full costs as per paragraph 2 above.

7. *Individual rural consumers*

Many individual rural consumers, either individually or corporately, develop economically viable water supply schemes for agricultural and household use. Such schemes are subject, under certain prescribed conditions, to a subsidy not exceeding 33,33%.

Conclusion

Socio-economic factors are taken into consideration when fixing the price structure of water to various categories of consumer.

SWEDEN

Rolf Norberg, Executive Director, Stockholm Water and Sewerage Works

Sweden is divided on a local basis in 279 primary municipalities. The municipalities are responsible for the supply of water and waste water services. These responsibilities are regulated by special legislation. The fundamental principle of this legislation is that the charges exacted from the consumers shall be based on cost price. The appropriate method of calculating cost price is frequently discussed. At present different methods of calculation are applied and consequently the basis for cost price is not uniform on a national level.

1. Tariffs

1.1 Swedish tariffs separate the charges for water and sewage

disposal. Customers not utilizing sewerage systems are charged for water only. Charges for water and sewage generally consist of a fixed basic due, averaging 25–30% of the full amount paid, and a variable due proportional to water consumption. In addition to the annual dues a special one-time charge is exacted from the consumer when he joins the system, in order to cover investment costs in the local water supply and sewerage systems. All charges are set on an average cost basis.

1.2 In some municipalities tariffs for households and industry are different. This implies no actual reduction of water charges for either

category. On the other hand some municipalities charge extra dues for receiving highly polluted sewage disposal from industries.

2. Costs

2.1 Operating costs, including depreciation and interest on the value of fixed assets are on the average covered by water and sewage charges to 80%. The deficit is covered by municipal taxes. In the largest primary municipalities operations are financed entirely by charges.

2.2 Investments in the local water supply and sewerage systems are financed by special charges. The main financial sources for other investments are depreciation funds, municipal taxes and loans. Previously, construction of sewage treatment plants was financed partly by government grants, but this source of financing is now greatly reduced.

2.3 The municipalities have a legal right to recover by consumer charges all necessary expenses for constructing and operating plants and systems for their citizens' water supply and sewage disposal. Included herein are the costs for collecting and storage, transportation, treatment and distribution of water, waste water services and to some extent pollution control.

3. Social and economic aspects

3.1 Legislation prescribes that charges shall be determined on a fair and equitable basis. The charges are set on a level mainly aimed at the covering of municipalities' costs, not at redistribution of income. Water and sewerage charges amount to approximately 1.5% of total housing costs and their social significance is negligible.

3.2 Primary municipalities are legally entitled to exact charges for water supply and sewage disposal services. In case of non-payment

the municipalities may take legal action. According to legislation payment may be enforced by turning off water delivery to a non-paying customer. This latter possibility is seldom used, however.

3.3 The effects on water consumption of the level of charges have not been closely studied. In municipalities where charges have been independent of individual consumption, introduction of meters and variable charges, proportional to quantity of water consumed, has resulted in a 20-30% decrease in consumption.

4. Problems and future trends

In many municipalities charges do not cover the actual costs involved. Deficit is financed by municipal taxes. Increasing financial difficulties will force the municipalities to increase the dues in order to reach fully cover of costs. There is a tendency to raise the fixed part of dues in order to obtain consistency between dues and cost structure (fixed costs amount to 80-90% of total costs). Fixed charges above a certain level may lead to increased consumption requiring additional investments in production capacity. To avoid this future water dues must be related mainly to water consumption.

In view of the age of water supply and sewerage systems as well as production plants, available funds must be used for reinvestment and renewal of these assets.

There is a desire for nation-wide uniformity regarding the methods of calculating the cost price, especially the impact of depreciation and interest on the value of fixed assets. Many municipalities calculate interest on utility value and depreciation on replacement value of fixed assets. In some cases—especially when the operation is entrusted to a limited company owned by the municipality—interest is calculated on book value and depreciation on acquisition value of fixed assets. Different methods of calculation make cost and efficiency comparisons more difficult and may lead to incorrect decisions regarding joint projects.

SWITZERLAND

Mr Ernst Rast, Water Work Zug AG

1. Introduction

1.1 Mission de rentabilité

Les exigences d'une bonne rentabilité, naturelles pour l'économie privée ne sont valables que sous réserve pour les compagnies de distribution d'eau—pour autant qu'elles soient de droit public. L'ordre à une compagnie publique de distribution d'eau de mener ses affaires selon les principes de rentabilité doit être donné obligatoirement par une décision politique. Une telle volonté politique—avec certaines limites—peut être considérée comme existante dans le cas des compagnies suisses de distribution d'eau. Les déclarations qui suivent sont basées sur ces principes.

1.2 Directives générales de la SSIGE pour la politique tarifaire des compagnies de distribution d'eau en Suisse

Le programme en six points de l'association suisse des spécialistes en gaz et eau (SSIGE) comporte les directives générales ci-après pour la politique tarifaire de ses membres: *mesure de la consommation—facturation de la consommation selon un tarif composé—perception de taxes de raccordement—tarifs couvrant les frais—transfert des coûts selon le principe du responsable—encouragements à l'économie et montage d'installations de récupération—administration simplifiée et facile à comprendre pour les consommateurs—éviter les abus pour causes fiscales—acquiescement des prestations étrangères à la distribution d'eau par le responsable.*

2. Tarifs

2.1 Taxes périodiques

Les tarifs des compagnies de distribution d'eau sont essentiellement déterminés par la structure des coûts—grande part de coûts fixes—dans les comptes d'exploitation. La consommation d'eau effective et mesurée ainsi que les prestations demandées ou en option durant une période déterminée forment l'objet de la facture de l'eau fournie. Les deux éléments forment une unité dans les tarifs et sont désignés comme tarifs binômes. Le tarif binôme comporte donc un *prix de base* (prix de rendement) et un *prix de quantités* (prix de travail). Le prix de base doit couvrir les coûts de capital. Au cas où les frais de capital se trouvent à plus de 50% des coûts totaux du compte d'exploitation, le prix de base est fixé à environ 50% du prix total de l'eau. Il ne devrait, en aucun cas, dépasser les 60% afin de créer un *encouragement à épargner l'eau et n'être en aucun cas, inférieure à 20%* afin de garantir des recettes minimales. En général, la part du prix de base se trouve entre 30 et 40% en Suisse. La consommation totale des immeubles individuels est l'objet du compte et donc de la

mesure. On ne tient pas compte des consommations individuelles à l'intérieur des immeubles individuels. Le propriétaire de l'immeuble est responsable de l'acquiescement des factures de consommation d'eau. Pour le consommateur normal, on ne mesure pas la puissance maximum demandée durant une certaine période, à cause des coûts. Dans les cas spéciaux, des émetteurs de valeur momentanée sont montés pour saisir la puissance maximum demandée et la pointe de puissance est saisie et facturée en sus comme ceci est aussi prévu dans les tarifs des usines électriques. En Suisse et dans les cas normaux, de nombreux paramètres sont cependant pris en considération pour déterminer le prix de base. Il s'agit surtout de *grandeurs de puissance* comme la puissance horaire (m³/h) du compteur incorporé, diamètre (Ø mm) de la conduite de raccordement à l'objet ou les appareils et robinets consommateurs d'eau installés dans l'immeuble, mais aussi des *grandeurs dépendantes de l'abonnement* comme un montant forfaitaire fixe, le nombre d'habitations, l'échelonnement selon la grandeur et le nombre des pièces, espace total construit (m³) de l'immeuble, le montant de la consommation, ainsi que d'autres *grandeurs pécuniaires* comme valeur d'assurance incendie de l'immeuble, la valeur fiscale officielle de l'immeuble. Aucune de ces valeurs ne peut malheureusement pas prétendre à une saisie suffisamment précise de la puissance demandée. Ces grandeurs sont cependant justifiées pour des raisons économiques après que le prix total moyen (prix de base et prix de travail) par m³ ait atteint environ 0,25\$ en Suisse car plus le prix de l'eau est bas et plus l'on peut choisir un paramètre grossier. C'est pourquoi chaque compagnie de distribution détermine le paramètre qui lui semble le plus approprié à sa situation d'exploitation et de coûts. Le prix par quantités (quantités mesurées) est constant ou plutôt progressif si la consommation augmente. Des prix dégressifs et des rabais de quantité ne sont pas prévus dans le programme en 6 points de la SSIGE. Dans le cas de demandes dépassant fortement la norme et pour lesquelles il ne résulte pas de recettes depuis le tarif binôme—comme par exemple les appareils de lutte contre l'incendie (sprinklers etc.)—les compagnies de distribution se créent les recettes nécessaires à l'aide de taxes complémentaires. En règle générale, les diverses demandes des consommateurs rendent nécessaire une diversification des tarifs. Il s'agit essentiellement de *ménage—commerce, artisanat et industrie—gros consommateurs—redistributeurs—distribution d'eau d'appoint* etc. Ce qui est déterminant pour le nombre et la subordination dans les différents tarifs c'est la principe du transfert des coûts selon le principe du responsable. Dans le propre intérêt des usines, les tarifs sont adaptés en permanence à l'évolution des coûts.

2.2 Taxes uniques de raccordement, contributions aux coûts et subventions

En vue de réduire les frais d'installation, le nouveau consommateur

doit participer aux investissements de la compagnie de distribution sous la forme de taxes de raccordement et de contributions aux coûts. En règle générale, on utilise les mêmes paramètres que pour la fixation des taxes périodiques, pour déterminer ces taxes (voir point 2.1). En Suisse, les taxes de raccordement perçues couvrent, dans la plupart des cas, environ 20-50% des investissements nécessaires au raccordement. Les 50-80% restant chargent le capital et sont couverts par les taxes périodiques. Les contributions des Services incendie officiels—dénommés, à tort, subventions en Suisse—sont des règlements de prestations complémentaires et donc des contributions aux coûts et non pas des subventions.

3. Coûts

Une comptabilité adéquate—subdivisée en une comptabilité Investissements (constructions nouvelles et extensions) et une comptabilité Exploitation (exploitation et entretien) d'où ressortent les coûts de construction et les valeurs comptables des installations ainsi que les divers éléments de la comptabilité Exploitation subdivisés en coûts fixes et coûts variables, constitue la base de détermination des tarifs couvrant les coûts. Les coûts et donc les tarifs sont essentiellement influencés, sur une longue période, par les décisions d'investissement. Une planification sérieuse et des calculs de rentabilité sont donc d'une importance primordiale pour les compagnies de distribution d'eau étant donné que ni des points de vue sociaux ni des points de vue politique n'influencent le prix de l'eau, et donc les tarifs, en Suisse. Les éléments de coûts, compris dans les calculs de coûts des compagnies de distribution et donc déterminants pour la formation des prix, comprennent: exploitation de l'eau—préparation et surveillance—transport—stockage—distribution—mesure et facturation. Le rejet et l'épuration de l'eau usée, donc le retour dans le circuit, ne sont en principe pas des éléments de la facture et des coûts de la distribution d'eau. Ces taxes sont cependant souvent facturées au propriétaire de l'immeuble sur la même facture mais avec mention spéciale. Les coûts en rapport direct avec l'exploitation de l'eau, comme l'exploitation des nappes phréatiques, l'acquisition de zones protégées au voisinage des prises d'eau etc., entrent entièrement dans les coûts des compagnies de distribution. Les mesures prises pour protéger l'eau sont cependant à la charge des collectivités et non pas des compagnies de distribution.

La couverture des coûts d'exploitation et de capital est réalisée, en tout cas, par l'intermédiaire des tarifs. Ceux-ci sont fixés de telle façon que les investissements normaux et permanents sont financés par le cash flow atteint, ainsi que par les taxes de raccordement. Les investissements irréguliers (nouvelles installations d'exploitation etc.)

sont complétés à long terme par des réserves correspondantes et, si nécessaire, par des capitaux étrangers (prêts de la commune ou d'une banque à un taux usuel) et remboursés durant une certaine période. La part des frais en capitaux (intérêts et amortissements) se situe vers 40-50% pour les usines importantes et augmente jusque vers 80-85% des frais totaux pour les petites compagnies de distribution. Il convient de considérer que la Suisse est traditionnellement un pays à faibles taux d'intérêt. Il appartient aux compagnies de distribution de diriger l'auto-financement par une politique des amortissements. Selon les recommandations de la SSIGE, la durée d'amortissements des prises d'eau, des réservoirs et des réseaux de distribution ne devrait, en aucun cas, dépasser 40 ans. Un amortissement des installations à longue durée de vie, 30 ans ou 25 ans, pour avoir un peu plus de réserve, est cependant recommandé aux usines dans l'intérêt du maintien de la situation financière. Les taux de renchérissement partiellement élevés—en Suisse aussi—obligent les usines à maintenir la situation financière et donc à s'occuper, en permanence, de la valorisation des installations (p. ex. coûts de remplacement comme base des amortissements).

4. Aspects sociaux et économiques

Les prestations de service des compagnies de distribution sont facturées, sur toute la gamme des consommateurs, selon des points de vue de responsabilité des coûts. Chaque groupe de tarif doit supporter, par l'intermédiaire des tarifs, les coûts qu'il a causés.

Les facturations des consommations des ménages, des entreprises commerciales, artisanales et industrielles, ne sont faites qu'aux propriétaires des immeubles qui assurent ensuite la répartition ultérieure des charges parmi les utilisateurs de leurs immeubles. Ils ont réglementé la répartition des coûts dans leurs contrats de location.

Les dépenses pour consommation d'eau sont encore assez faibles, comparées aux autres coûts, grâce au fait que l'eau potable en Suisse est encore qualitativement bonne, en quantités suffisantes et bon marché. Les entreprises industrielles à forte consommation d'eau font exception. Les prix de l'eau augmentent cependant aussi chez nous par suite des mesures à prendre pour la protection des eaux de sources et des nappes phréatiques. Les gros consommateurs d'eau recherchent donc, de plus en plus, des possibilités d'épargne. C'est surtout la récupération (Recycling) qui se trouve au premier plan. D'un autre côté, les consommateurs prennent de plus en plus conscience de la pollution de nos eaux et contribuent ainsi à aider à économiser cette bonne eau, précieuse mais qu'on ne peut malheureusement pas multiplier.

TUNISIA

M. Benaïcha, Directeur à la Société Nationale d'Exploitation et de Distribution de l'Eau (SONEDE)

1. Présentation de la SONEDE

La Société Nationale d'Exploitation et de Distribution d'Eau: la SONEDE est une entreprise publique à caractère technique, industriel et commercial dotée de la personnalité juridique et à autonomie financière. Elle est placée sous la tutelle du Ministère de l'Agriculture.

Elle a pour mission:

- La planification de l'approvisionnement en eau potable sur tout le territoire tunisien.
- L'étude et la réalisation des installations de captage, d'adduction, de traitement de l'eau.
- Ainsi que la gestion des réseaux de distribution des villes et villages en Tunisie, à la fois gestion technique et financière.

Elle a été créée le 2 juillet 1968 et a succédé à la Régie des Eaux.

Au 31/12/78, le nombre total des abonnés s'élève à 350,000 abonnés pour une population de 6 millions d'habitants dont 3,600 millions desservis, ce qui nous donne un taux de desserte de 60% environ (sur les 3,6 millions desservis on a une population branchée de 2,22 millions, soit 60% de taux de desserte).

Elle a distribué en 1978 un volume annuel total de 120 millions de m³, ce qui donne:

- Une consommation de 50 l/j/habitant (moyenne nationale)
- Une consommation de 950 l/j/abonné,
- Soit une consommation spécifique de 180 l/j/habitant branché.

Le personnel actuel de la SONEDE s'élève à 3.200 agents dont:

- 2.200 Agents d'exécution
- 800 Agents de maîtrise
- 200 Cadres (une centaine d'ingénieurs).

2. Calcul du prix moyen d'équilibre

Etant donné que la SONEDE est dotée d'une autonomie financière de gestion, on a été amené, dès sa création, à mettre en place une structure autofinancée dans laquelle on doit réaliser un équilibre financier entre le tableau des emplois et le tableau des ressources, année par année, pour la période en question.

2.1 Le Tableau des Emplois comprend:

1. Les investissements.

2. La variation des autres valeurs immobilières qui comprend:

- les prêts accordés aux abonnés: la SONEDE accorde une facilité de paiement des branchements domestiques sur une période de 5 ans pour encourager les gens à se brancher,
- les dépôts et cautionnements,
- les participations.

3. La variation des stocks.

4. Les échéances de remboursement des crédits à moyen et long terme: principalement les emprunts étrangers.

2.2 Le Tableau des Ressources comprend:

1. Les ressources propres de l'Entreprise:

- Résultats aux comptes d'amortissement (résultat net de l'exercice),
- Les amortissements.

2. Les apports des tiers:

- Subvention d'équipement: contribution de l'Etat,
- Participation d'entreprises tunisiennes telles que l'Office du Tourisme pour lesquelles la SONEDE joue un rôle d'opérateur,
- Participation des abonnés: il s'agit des frais de premier établissement de l'abonnement et d'une part contributive proportionnelle à la longueur de la façade.

3. L'utilisation annuelle des crédits à moyen et long terme.

Le bilan entre ces deux tableaux dégage un besoin, année par année, qui définit en les cumulant les besoins de financement pour une période donnée.

Ce besoin de financement doit être couvert par:

- Une contribution du Gouvernement.
- Un réajustement des taux de location des biens et services: location du compteur et entretien du branchement.
- La recherche d'un financement extérieur.
- L'augmentation du prix de l'eau.

On voit ainsi les différents paramètres qui influent sur le nouveau prix à calculer.

La plupart du temps c'est un équilibre entre ces divers moyens de financement qui est réalisé.

En plus de cet équilibre financier, la SONEDE doit maintenir un taux de rentabilité interne de 7,5% (5% avant mais qui a augmenté avec

l'augmentation des taux d'intérêt des organismes prêteurs).
Le taux de rentabilité est défini par le rapport:

$$\frac{\text{Résultat de l'exercice} + \text{Charges de financement}}{\text{Valeur moyenne des immobilisations}}$$

On voit que: plus le loyer de l'argent augmente, plus l'eau coûte cher.

3. Historique de la tarification

3.1 Avant la création de la SONEDE: un tarif unique de 40 millimes/m³ pour tous les abonnés était appliqué avec un minimum de 25 m³/trimestre.

3.2 En 1968: une première étude a montré la nécessité d'élaborer une tarification par usage de consommations, c'est ainsi que:

- Le domestique branché, collectif, tourisme et industriel était facturé à 68 millimes/m³ = 68 centimes/m³ (100 millimes = 1 FF).
- Le domestique non branché (borne fontaine) = 30 millimes/m³.
- Les industries de base:
 - sucrerie
 - sidérurgie à 45 millimes/m³
 - textile

3.3 Entre 1974-1978

Lors de l'élaboration du plan quadriennal (1973-1976), la SONEDE a cherché à assurer son équilibre financier (Ressources-Emplois) par une contribution du gouvernement basée sur l'évaluation des projets d'investissement d'une part et par la nécessité de maintenir un taux de rentabilité optimum de 5 à 6% par an. L'importance de ces investissements a rendu nécessaire la révision du prix de l'eau.

L'étude élaborée a permis de distinguer:

- D'une part, les usages les uns par rapport aux autres:

- domestique (branché ou non BF comprise)
- touristique
- industriel

- D'autre part et pour éviter le gaspillage, on a introduit les tranches de consommation pour l'usage domestique:

- consommation trimestrielle < 40 m³ = 68 millimes/m³
- consommation trimestrielle < 40 m³ = 90 millimes/m³
- tourisme = 150 millimes/m³
- 3 industries de base = 70 millimes/m³.

Les principales étapes d'approche de ce résultat ont été les suivantes:

1. Le prix d'équilibre trouvé était de 84 millimes.
2. Le seuil de 40 m³/trimestre (160 m³/an) a été jugé largement suffisant pour les besoins d'hygiène et de consommation strictement nécessaires, d'autant plus que 72,2% des abonnés de la SONEDE avaient une consommation inférieure à 40 m³ par trimestre (non compris la ville de Tunis où ce taux est de l'ordre de 50%).
3. La tranche supérieure à ce volume a été pratiquement facturée au prix d'équilibre.
4. Il y a eu alignement du domestique non branché, bornes fontaines, qui sont toutes dotées de compteurs et dont la consommation est payée par les collectivités publiques (municipalité ou Conseil de Gouvernement).
5. Comme on réalisait des investissements importants pour le secteur touristique, il était plus équitable de déterminer le prix du tarif touristique en tenant compte des charges d'équipement (130 millimes/m³) et des frais d'exploitation (20 millimes/m³) soit 150 millimes.
6. La recherche d'un tarif industriel concernant les trois industries de base: sidérurgie—sucrerie—textile, était basée sur le fait que les frais relatifs au réseau de distribution de ces industries étaient négligeables au vu du grand volume consommé par ces trois abonnés.

On a déduit ainsi 14 millimes/m³ (frais relatifs au réseau de distribution) du prix moyen pondéré (84) pour trouver les 70 millimes.

4. Tarif actuel

Compte tenu des prévisions des ressources et des emplois, des contraintes financières (taux de rentabilité, équilibre financier) ainsi que des objectifs retenus pour la quinquennale (77-81), on a dû déterminer le nouveau prix moyen de vente d'eau et établir de nouveaux tarifs. L'étude a été élaborée à la SONEDE en 1977. On a déterminé pour la période:

- Les prévisions de consommation et de branchement.
- Les comptes provisionnels.
- Le prix moyen de la tarification.

Les projets retenus pour le 5^{ème} plan ont nécessité le quadruplement de la masse des investissements par rapport à la période antérieure puisqu'on a été amené à exploiter des ressources de plus en plus éloignées des centres de consommation, à faire face à l'extension de l'urbanisme (habitat, tourisme, industrie) et à l'augmentation des coûts des travaux et fournitures.

Les tarifs en vigueur ne permettaient plus alors de faire face à ce volume d'investissement important et d'assurer un taux de rentabilité annuel minimum de 7,5%.

Le schéma de financement qui a été élaboré dégageait une insuffisance des ressources qui a été couverte par:

- l'augmentation du prix de l'eau
- les financements à long terme
- le réajustement des taux de location des biens et services.

La révision des tarifs a permis de réaliser un autofinancement de l'ordre de 34% de la masse des investissements alors que l'ancienne tarification ne permettait pas plus que 15%.

La recette complémentaire dégagée était de 63 millimes/m³, ce qui donnait un prix d'équilibre de 147 millimes.

Les nouveaux tarifs ont gardé les mêmes structures antérieures avec l'apparition d'une nouvelle tranche du tarif:

- tarification domestique et industrielle
- consommation trimestrielle:
 - C < 40 m³ = 68 millimes
 - 40 < C < 70 m³ = 110 millimes
 - C > 70 m³ = 150 millimes
- domestique non branché: BF = 110 millimes
- tourisme = 220 millimes

Remarques:

1. L'apparition dans le tarif domestique d'une tranche intermédiaire a été rendue nécessaire par:
 - le fait de vouloir garder l'ancien prix pour la première tranche (0-43 m³) qui englobe 71,6% des abonnés et 13% de la consommation globale,
 - entre 40 et 70 m³ on compte: 12,4% des abonnés (6,4% de la consommation),
 - la tranche de consommation > 70 m³ représente 16% des abonnés (80,6% de la consommation),Ce qui montre à la fois le caractère social et antigaspillage de cette tarification.
2. Le domestique non branché (BF) est facturé au prix médian pour ne pas trop gréver les budgets des collectivités publiques.
3. Il n'y a plus de prix préférentiel pour les industries et ce pour les inciter à l'économie: recyclage, refroidissement à air, etc...

5. Part de la dépense en eau dans les différents secteurs

Consommation domestique: 40 m³: 1% du SMIG (40 DT/mois)
Consommation touristique:

$$\frac{\text{coût de l'eau}}{\text{Prix de vente d'une nuitée}} = 1\%$$

Consommation industrielle:

$$\frac{\text{Coût de l'eau}}{\text{Prix des matières achetées}} = 0,31\%$$

(sel marin: 1,52%, huilerie savonnerie: 0,96%, conserves: 0,64% confiserie chocolaterie: 0,22%, etc...).

6. Coût marginal

La dernière tarification a été complétée par le calcul du coût marginal d'un mètre cube d'eau, année par année d'abord, puis pour toute la quinquennale ensuite.

Le coût marginal par usage n'a pu être calculé faute d'une ventilation détaillée des charges.

Théoriquement, le coût marginal d'une unité de produit est défini comme étant les charges supplémentaires qu'on doit payer pour produire une unité additionnelle. On a alors établi, année par année, la variation:

- des achats
- des services (internes et externes)
- des comptes de résultat d'une part soit T₁ et des
- locations de bien d'exploitation
- montants des travaux
- montants des services (entretien et branchement)
- taxes sur services et travaux, soit T₂

Le total des charges supplémentaires résultantes: T₁ - T₂ divisé par l'accroissement en volume donne le coût marginal du m³ pour l'année.

Le caractère prévisionnel du coût vient du fait que son calcul a été basé sur une prévision des rubriques qui entrent dans sa détermination.

Pour calculer le coût marginal de la période, on peut:

- soit calculer globalement toute la période,
- soit attribuer des coefficients de pondération, année par année, (on peut supposer par exemple que le coût marginal suit la loi normale et adopter les coefficients à partir de la table de cette loi).

Conclusions

Nous voyons ainsi que dans un tel système où l'on pratique la vérité des coûts, l'augmentation des investissements augmente le prix de revient du m³ d'eau ce qui peut mener très loin, les besoins en eau allant en croissant, donc les ressources devenant insuffisantes on est amené à investir plus, donc à augmenter le prix et ainsi de suite.

Alors? La solution? La solution passe nécessairement par l'amélioration de nos conditions de gestion à la fois techniques et humaines.

- Il faudra trouver des techniques de faible coût qui permettra pour des investissements moindres par rapport aux méthodes classiques d'avoir les mêmes améliorations.
- Il faudra aussi, et à mon avis c'est là où l'on peut réaliser le plus d'économie, rentabiliser au maximum les installations et, s'il le faut,

les faire travailler à leur optimum pendant la plus grande période possible quitte à écrêter les pointes.

- Il faudra allonger la durée de vie des installations par un entretien préventif systématique et efficace.
- Enfin, et c'est le plus important, il faudra sensibiliser le personnel de conception à faire la politique de ses moyens et lui inculquer que l'eau devient de plus en plus rare et coûte de plus en plus cher et

- que, si l'installation peut encore rendre service moyennant certains inconvénients mineurs (baisse de pression ou même à la limite manque d'eau pendant quelques heures) on peut différer de quelques années les nouveaux investissements.
- La lutte contre le gaspillage de l'eau tant chez l'utilisateur qu'au niveau du distributeur peut aussi nous faire gagner un temps précieux.

UK

C. G. McMillan, Director of Finance, Severn Trent Water Authority

Introduction

Tariff and cost structures vary widely both in level and in concept. In England and Wales a fundamental change in approach came into effect from 1 April 1981. Householders, as for industry and agriculture, are required to meet the cost of the services they receive. Where property-size based charges do not adequately reflect water service usage for industry and agriculture either the customer or the water authority has the option to initiate action to change the charge on to a metered basis. Now householders are being given a similar option provided that they meet the additional costs of meter installations, reading, etc. In Northern Ireland and Scotland revenue from households is almost entirely raised by charges related to the value of the occupied properties.

1. Tariffs

1.1 Tariffs in Great Britain are usually related to average costs and are neither progressive nor degressive. In England and Wales these are no longer based on historic costs but on 'true' or resource costs calculated using current cost accounting principles.

1.2 Most tariffs treat householders, industry and agriculture on an identical basis. Previous variations were largely concerned with attempting to offset anomalies arising from using the local taxation base as a means of raising water revenues.

2. Costs

2.1 In England and Wales the 'true cost' is financed almost exclusively from customer revenues. The three elements reflected in the 'true cost' (operating costs, current cost depreciation and the financial target) are all directly or indirectly controlled by Central Government. In Scotland and Northern Ireland charges are still based on historic cost, with some subsidy from local taxation.

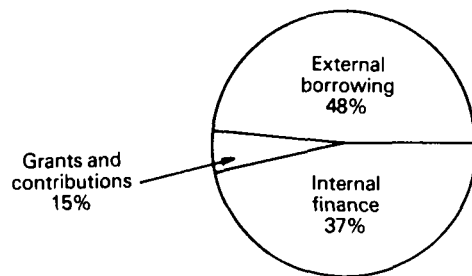
Costs recovered from consumers for water services

EXTERNAL INTEREST £457 m	FINANCIAL TARGET £240 m
HISTORIC COST DEPRECIATION PLUS SUPPLEMENTARY DEPRECIATION ETC. £314 m	CURRENT COST DEPRECIATION £531 m
OPERATING COSTS £961 m	OPERATING COSTS £961 m
£1732 m Historic Costs (basis up to 31 March 1981)	£1732 m 'True' or Resource Costs (basis from 1 April 1981)

(Figures based on 1980/81 Accounts for water authorities in England and Wales)

2.2 Approximately half the capital investment is financed by borrowing at market interest rates and half through depreciation, etc.

Sources of capital finance for water authorities in England and Wales



2.3 All aspects of the water cycle, including flow regulation of rivers, groundwater management, collection and storage, water transportation, treatment and distribution, waste water services, pollution control, and specific pollution alleviation measures are financed by customers in England and Wales. In Scotland and Northern Ireland waste water services, pollution control, etc., are chiefly financed by local taxation with further financial support from Central Government.

3. Social and economic aspects

3.1 In England and Wales the household tariff takes virtually no account of the needs of social policy, although the independent Monopolies and Mergers Commission 'did not criticise the Severn-Trent Water Authority for having regard to the effects of its tariffs on low income customers'. In Scotland and Northern Ireland the household tariff is based on property values and to some extent reflects ability to pay.

3.2 Payments of household charges are enforced either by court proceedings and/or cutting off of supplies.

3.3 Research indicates that household customers save no more than 10% when metered. Analysis of water cost saving schemes by industry suggests a price elasticity in this area of - 0.3.

4. Problems and future trends

4.1 The recovery of 'true' resource costs in England and Wales will lead to increases in tariffs above the general rate of inflation. Other parts of the United Kingdom may be similarly affected in time.

4.2 The new financial structure adopted in England and Wales will tend to increase internal financing of capital investment and reduce borrowing.

USA

Robert S. McGarry

1. Tariffs

1.1 In the United States water supply systems are generally owned, financed and operated by local governments but there are many privately owned—profit operated water supply utilities. Tariffs are based on metered use and the average cost of service. Degressive schedules recognizing economies of scale are common but are being

eliminated in the municipal regions that face water shortages. One agency has a progressive tariff to encourage conservation and postpone new facilities. Higher rates for the suburban communities distant from the central treatment plant are being introduced. There is no National or State tariff policy and tariffs reflect the social and economic conditions of the community.

1.2 It is difficult to generalize regarding tariffs for different customers. Uniform tariffs predominate. However, some industrial users have lower tariffs to encourage development but there are also instances where industrial tariffs are higher to reduce household tariffs. In the arid west agricultural water use predominates and Federally financed water projects support low agricultural tariffs. The policy of Federal projects supporting low priced water for agriculture is being challenged and reconsidered.

2. Costs

2.1 Water supply water operating costs (to include debt service on capital investment) are financed from customer revenues. There is no government grants or taxation to support the operating costs.

2.2 Water supply for industry and household is financed by tax-exempt municipal bonds. Since 1980 the increase in interest rates for municipal bonds has significantly impacted the cost of capital. Two alternatives—Federal grants or a Federal low interest loan are suggested and under consideration.

2.3 Plant and distribution systems are financed by water charges. The laterals for connection of household and industry are financed by special property assessments or by the original builder. Wastewater services and pollution control are financed independently through user charges based on the metered water consumption. The financing of river flow regulation varies widely. Groundwater is generally

financed the same as the plants and distribution systems. A new development is the collection of a substantial (\$1,000–\$5,000) charge per new unit to offset capital costs of plant and distribution systems. Also regional as opposed to municipal authorities are being formed to reduce costs by more efficiently utilizing existing supply.

3. Social and economic aspects

3.1 The household tariffs are mainly based on cost to operate, maintain and finance. Social needs are considered but cost of water in the US compared with energy, transportation, and housing is so low that it has little social impact.

3.2 The most common method of enforcing payment of household charges is to terminate the service after a reasonable warning. Welfare funds exist to assist the poor for all utility bills, including water.

3.3 The question of whether the level of charges has significant effect on industrial and household consumption continues to be debated. Many water utilities have initiated summer surcharges or other rate mechanisms to encourage conservation and to reduce the peak demands caused by residential irrigation in the summer months. These surcharges and special rates are designed to encourage more conservative use rather than to prohibit lawn and garden irrigation and are reported successful.

Water quality standards

Standards de qualité de l'eau

General Rapporteurs: Prof. A. Hernandez & Jose Roman Sanchez de la Nieta (Spain)

Rapporteur Général:

National Rapporteurs: F. Schöller (Austria)

Rapporteurs Nationaux: W. van Craenenbroeck (Belgium) LIBRARY

J. Forslund (Denmark)

L. Hiisvirta & A. Kauppila (Finland) Reference Centre

M. Y. Retkowsky (France) for Quality Water Supply

K. Eberhard Oehler (Germany)

K. Yamamura (Japan)

P. L. Knoppert (Netherlands)

H. Thaulow (Norway)

R. Antoniu (Roumania)

H. J. Best (South Africa)

M. Haesler (Switzerland)

W. F. Lester (UK)

S. A. Schubert (USSR)

Prof. Aurelio Hernández & Mr José Román Sánchez de la Nieta, Spain

1. Introduction

Water has been and is a factor in the establishment and development of nations, being the basis of the quality of life and the progress of nations, when provided in the proper quantity and quality conditions.

Before the industrial revolution, elementary water needs, in quantity and quality; for agricultural and urban consumption, for incipient and rudimentary industry, were easily provided for since villages were close to clear water courses. Now industrial development, demographic growth, expanding greater productivity, and the rise of the standard of living in our society, have led to strong demands for water and the need to guarantee its quality to accord with the quality of life. But man and his activities have produced residues which pollute water resources.

Returning water to rivers or irrigation channels allows reutilization of significant quantities of water resources; but the quality deteriorates. This situation impels us to consider comprehensively the parameters of available resources, cleansing of residues, treatment of waters, and the necessities of quantity and quality of water which man needs for himself and his activities.

Something has changed in a few centuries. Thus, since that sweet definition of water written by the great persona and saint, Francis of Assisi:

'... and for the sister water
beautiful in her candidness, which is useful,
chaste, humble
Praised be my Lord!'

Humanity in general and those people in charge of distributing and maintaining water in particular, must now intone our chant as follows:

'... and for the enslaved water,
repugnant in its contamination,
which is, in many cases,
useless, violated in its pureness,
rebellious to be used again;
Nature forgive us!'

2. Present situation of water quality standards

With more or less amplitude and precision, most countries have defined in standards the quality required in relation to the uses of water; establishing aesthetic, organoleptic, physical, chemical and biological characteristics.

As the basis of this report, we include several comparative summaries of the responses from the national public officials on the present subject: 'Water Quality Standards', considering such aspects as; use of standards, achievement, adequacy, water quality problems and valuation of most acute problems.

3. Comments about water quality standards

As we begin this subject, the first question arises. If the quality of life is a common aim, if water is a vital element for our life would it not be convenient to establish certain common standards for everyone? From the answers which have been analyzed, attempts in this sense are observed. Numerous countries accept norms related to those established by the WHO, others follow the Regulations established by the EEC, but they all point out several differences regarding the limits set by some of the parameters.

We are all inhabitants of the same, unique world and our great mobility throughout it makes us think in the need to have a single quality of water for everyone and in all places, but is this dream possible? The dream is, but reality is quite different. Rainwater may be the same when it leaves the clouds, but the atmospheres which it falls through are different, the surfaces it passes, the lands it crosses, hydrological conditions, residue protection systems, collection systems are different even within each country.

On the other hand, depending on latitude and meteorological conditions, the amount of water used is substantially different which, at equal concentrations of certain parameters, indicates greater absolute quantities in some communities.

Another reason for the present differences in the quality of water occurs in places where resources are lacking; areas with strong saline intrusions, or areas where the water is loaded with salts, depending on the lands it goes through. In many points of the globe, small communities are found with very differentiated parameters, often not common to known standards, but which have been using water resources with these characteristics since ancient times. If they do not have other resources, or the cost of obtaining new ones is high; would it be fair to impose restrictive standards, even when the inexistence of negative effects on the health of its inhabitants is known?

It seems very difficult to define general standards for everyone.

A second question arises: what objectives do these standards pursue? All the standards analyzed, according to official national reports, have the principal objective of guaranteeing hygienic and sanitary conditions, priorities resting on the consideration of bacteriological and toxic parameters. Other objectives are technical, and others are even aesthetic and related to the enjoyment of water.

All of these objectives are desirable but it is obvious that their priorities are different. Achieving the sanitary type of objectives is essential; to have totally translucent and pleasant water is desirable but not necessary. First give water to the thirsty, then improve its quality.

It follows that the parameters can be divided into three large groups:

- parameters which affect health.
- parameters which affect installations and equipment.
- parameters which have psychological effects or are of a physical nature, differentiating among the latter those which are indicative.

Let us think that present technology allows us to obtain a quality of water in accordance with the standards, starting from almost any type of raw water, but undoubtedly the economic aspect must not be forgotten. Anything affecting health must be treated as found necessary, but correction of the parameters included in the last two sections does not seem to be mandatory. The technician will consider the economic convenience of the treatment in each case, including the amortisation of installations or equipment.

We should not forget that the technician's mission is to look for solutions to the problems posed, but it is no less true that he also has the obligation to find a solution which will cost him one dollar where any other solution proposed by an inexperienced person would cost two dollars.

In response to the question about the compulsory nature of the standards; the range of views varies from completely compulsory to entirely for guidance into other intermediate views.

To rely solely on guidelines is an attractive basis for water services but implies full knowledge of the subject and the criteria with a total honesty of purpose. Compulsion is inhibitory. It encourages the avoidance of responsibility by solely complying scrupulously with the limits set in the standards. Any effort put in to analysis and technical and economic studies to find the appropriate solution for a particular case is a waste of time.

How many times have there been problems in the services, and how many times have persons responsible for them had problems due to surpassing a limit of an indicative value parameter. It seems necessary to establish compulsory limits for parameters affecting health, but not for parameters of the other groups.

Parameters displayed in the regulation of those countries which have contributed to this report are similar in number and cover some aspects of areas about the quality of water, but leave out some contaminants mainly for industry and agriculture.

The parameters needed to define pollution completely would be large. Many are at present not well known and others are difficult to determine analytically. How can we emphatically define that water that is totally drinkable with just a few partial determinants within the limits marked for them? Surely, if water complies with these criteria, presumably it is good quality water, but...

It seems logical that the parameters should frame the quality problem, but technicians, physicians, chemists, engineers, etc. must break out of this corset in order to define the parameters and tolerable limits in each case, according to their experience, or according to the progress of research at any given moment.

From these considerations may follow two clear propositions:

- a) It is convenient to establish a demanding standard for health according to our present technical know-how, and give the technicians in charge freedom in the remaining areas, who on the other hand must assume their responsibility by stimulating research and applying the knowledge gained therefrom.
- b) If the parameter limits are to be set according to up-to-date technological know-how, both hygienic and analytic; and on the other hand, treatment processes depend on technological progress, there is no doubt that any standard must be periodically revisable.

Continuing with the questions we have been asking, we may demand: where, when and how should samples be taken for assessing the quality of a given water source?

The answer is simple on a theoretical level; at those significant points which allow the quality of the water served to be guaranteed. The supplier would be interested in taking the samples at the end of the treatment process, the agent at points along the distribution network, and the consumer at his outlet faucet. Contamination may enter the system at any point, and each of the interested parties logically seeks his security and the limit of his responsibility. One must not forget at this point that, the important aspect is not to cover up for oneself, but to guarantee the quality of the water with respect to hygiene at all costs.

At the sampling points, water representativity must be guaranteed. Such samples must be taken periodically according to need and in ways that ensure good samples.

3.1 As far as complying with standards, from the answers received one may say:

- It follows that standards, in the case of being of a recommendative nature or employing international standards, are used by experts and official organizations as guide-values. In some countries they take the form of Laws or Orders and they are mandatory.
- Cases are detected in which, in principle, standards are followed and only the values of certain parameters are surpassed on a more or less temporary basis.
- In many of the answers received, we have observed that standards are being complied with at large resources but not at small ones.
- In some countries the standards related to parameters affecting health are contemplated as obligatory, and the rest are considered as guidelines.

The personal opinion, already stated, would be to establish a set of general standards upon parameters affecting health, that must be followed, leaving the rest as recommendations to be contemplated by those responsible for maintaining the quality of the water, according to the different problems posed.

The plans referred to by the national public officials for bettering water quality may be summarized as follows:

- Periodical revision of water supplying plans.

- Betterment of processing.
- Choosing new resources.
- Removal of haloforms, avoiding their formation.
- Reduction of nitrate content.
- Minimizing contents of organic matter.
- Avoidance of lead dissolution.
- Removal of heavy metals.
- Partial or total substitution of chlorine.
- Continuous updating of standards.

3.2 With relation to adaptation to the standards, there is a generalized feeling towards accepting the international standards of the WHO and the EEC, which in many cases have served as a base to the elaboration of national standards. Besides considering them adequate, the following modifications are noted as desirable in principle, and can illustrate those points to be considered in any standard related to water quality.

- a) Establishing tapping points, and amounts of samples.
- b) Contemplating analytic possibilities at the time of establishing limits for the different parameters.
- c) Making related parameters compatible.
- d) Not establishing strict limits in non-toxic parameters, or in parameters affecting health.
- e) Establishing percentile limits for a series of samples at a given point, to establish the water quality.
- f) Introduction of new parameters defining contamination.
- g) Modification of limits in diverse parameters.
- h) Establishing limits for compounds suspected of being carcinogenic.
- i) Contemplation of the synergetic effect of various substances.
- j) Avoidance of authorized limits temporarily.

All the mentioned points must be had in mind, but if we had to point out those of major importance we would mention, without doubt, those marked with letters: b, c, d, e, f and i. Many of these modifications presently are in need of further research.

3.3 In relation to the problems that presently affect the quality of water, the national public officials point out that the bacteriological parameters fixed in the standards are sufficient for controlling the eradication of infectious or parasitical diseases. This does not happen with the parameters that define industrial contamination, which are in many cases forgotten or not properly reflected, as happens also with those parameters related to agricultural contamination.

The national public officials cite research priorities in relation to the quality of water under the following headings:

- Optimization of regional source plans.
- Elimination of organic contamination.
- Elimination of nutrients. Elimination of nitrates.
- Treatment for avoiding corrosion.
- Research on the effluents from mine workings.
- Treatment of water contaminated by ground conditions.
- Water conditioning in relation to the solubility of metals.
- Deep infiltrations.
- Improvement of subterranean waters.
- Behaviour of virus, bacteria and chemical substances in subsoil.
- Improvement of water deposits in natural reservoirs.
- Growth of micro-organisms in distribution networks.
- Elimination of fluoride.
- Quality of products used in treatment.
- Quality of ducts, deposits and accessories in contact with the water.
- Alternative energy uses and their incidence upon the quality of the water.

3.4 This information, furnished by the national public officials is complemented with the list of priorities related to the treatment of the most pressing problems, printed hereafter:

- Research on the effects of micro-contaminants on health.
 - Establishment of methods of measuring organic contamination.
 - Research on the formation of trihalomethanes.
 - Development of analytic techniques.
 - Measures for protecting water quality.
 - Increase in wastes of organic-chemical industries, as well as crop fertilizers and pesticides.
 - Self-cleansing in rivers and reservoirs.
 - Technical development of chemical and biological water treatment.
- Within the forecasted treatments of these problems and systems for reduction of costs for obtaining water quality, the public officials do not specify, but merely limit themselves to portraying some processes underway or that are being developed, as for example:
- Flotation for reducing organic concentrations.
 - Use of active carbon, filtration and ozone systems for eliminating organic matter.
 - Better coagulating systems.
 - Multi-layered filtration.
 - Systems combining high production of fish in reservoirs with industrial fishing to be used for eliminating nutrients.
 - Use of residual waters for irrigation as a tertiary treatment of wastes, making use of selected plant species such as Populus, Phragmites, Typha, etc.

Unfortunately, all of these processes tend to better the quality of water but, it can undoubtedly be stated that the costs of obtaining a better water quality are ever-increasing.

4. Complementary conclusions

From the analysis of the existing standards one can deduce that the parameters of contamination are incomplete mainly as regards organics from industry; there is lack of a methodological definition for carrying out the analyses; in many cases there is difficulty in attaining the fixed limits—many of these are excessively strict; since they do not contemplate the general water scheme, cleansing or residual water-wastes, self-cleansing in receptive rivers and treatment; they ignore available resources.

Important advances related to quality criteria are the recommendations of the IWSA (Amsterdam 1976), in which the limits of drinkable water, along with the maximum normal or desirable values of raw waters are contemplated, marking the treatment systems that allow to change them into drinkable water. Thus can be defined the scheme for the quality of raw water and the treatment of potable water. Once the quality of the receiving water is known, the conditions for wastes may be fixed.

The work carried out by Commission EU-13 (Treatment and water quality), within the EEC must be emphasized. Standards are based on the concept of life standards, as well as on environmental conditions. Control indexes, methodology of the analysis of many parameters and the frequency of sample tapping are noteworthy. The quality of superficial and subterranean waters is established in order to obtain potable water, and water quality is defined for other uses such as recreational, fisheries, etc.

From a personal point of view, which is sufficiently shared by the national public officials, we consider as an undoubtedly valuable starting point the forementioned work carried out by Commission EU-13.

Nevertheless, we consider it convenient to study the complete cycle of water uses, collection and wastes at a basin level, where the resources are a fixed datum, where necessities and uses must be defined, and where joint planning is a necessity.

Within this concept, general standards for all countries will be established based on parameters affecting health, and the rest shall be standards that are particular to each country, or each basin, concisely defining the water necessities for supplying the population, for industry and irrigation; for recreational uses and ecological ends; for reutilization and recharging of aquiferous reservoirs. Similarly, qualities will be defined according to use, with non-restrictive or fixed limits, although positively dependant on day-to-day technology, constituting in this way a permanent incentive for the study and research of new technologies which are simpler and less expensive.

Present-day technologies offer capacities that not only represent costs to be considered within a general planning scheme, but which, considering water uses and treatment and cleansing possibilities, will allow to establish conditions for wastes. Wastes, in short, defined in qualitative terms are correlated to treatment technologies, taking into account investments and maintenance costs and precise exploitation.

It may well be worthwhile to spend a moment on those parameters that most worry us at present. Independent of those derived from complex industrial wastes, parameters that most closely affect water quality for supplying sources can be pin-pointed to organic micro-contaminants and the large amount of nutrients in our gross waters. I find it necessary, at this point, to emphasize some considerations that are generally known to all of us:

—Water treatments have an effect on nitrogen reduction and limited phosphorous. Consumption of reactives is high and these can barely be reduced by 40% in the former case and 80% in the latter.

—Water cleansing processes may mineralize organic matter, but under ordinary conditions, the elimination of organic matter is limited; on the other hand, a large quantity of nutrients are mixed into the receptive river or stream.

—When the concentration of inorganic products and metallic elements make possible the use of water for irrigation, the latter constitutes a valid alternative for the elimination of nutrients. Reductions of 98% in BOD, of 97% in SS, of 95% in N and of 95% in P thus ratify this point.

Summarizing the above, we are able to point out that the standards on quality of water must contemplate jointly: quality, uses, and treatment possibilities. With this principle, we incline towards flexibility of standards as well as strict control.

5. Suggestions

To be consistent with all of the above mentioned points, this report proposes the following:

—Establishment of general standards on all those parameters which affect human health; these standards must be compulsory.

—Establishment of guide-values of an advisory nature for the rest of the parameters, establishing limits of quality according to uses at basin level.

—Integration of water collection cycles, treatment, distribution and quality controls into the standards.

—Along with the limits of compulsory standards and those established at basin level of an advisory nature, potable and non-potable water zones will be defined. It is necessary to establish water that is 'hygienically permissible', that is even if it does not comply with the limits of certain parameters may be used exceptionally for human consumption. The authorization for employing this type of water must be given by a Permanent Control Commission, established on a national level.

—The EEC Directives are considered to be an adequate starting point, admitting modification flexibility of parameters at basin level, whose influence upon health are non-existent. These possible modifications appear in the desirable modification proposals of the national public officials. Discrepancies within the limits that are presently established in the standards of different countries may be watched in the table annexed to this report.

—Appropriate hygienic protection of aquiferous reservoirs, rivers, basins and collection points must be assured, coordinating water quality standards for supply with waste standards. All of this must be in accordance with a periodically revisable plan at basin level (4 to 8 years), that allows water distribution according to uses, conservation of the quality of non-contaminated water sources and gradual improvement of contaminated waters.

—Standards related to ducts, deposits and accessories must be followed in order to guarantee the unalterability of the water quality after treatment.

—The standards must indicate the need of planning tapping points that are adequate for the installation of sampling taps that allow for water control on those stretches between collection points and ducts, treatment stations, depots and distribution network.

—The required quality of substances that may be used in treatment processes must be taken into account, along with the corresponding list of authorized additives.

—Protection aspects and hygienic-sanitary prerequisites at collection points, depots and treatment stations must be pointed out. Repair and cleaning conditions of ducts and their coming into service again after having effected the necessary jobs, must also be pointed out.

—Hygienic-sanitary conditions' requirements must be fixed for all personnel that will be in direct or indirect contact with the water supply.

—Control conditions must be established for the initial rating of the water quality and its periodical verification.

This last point is considered of vital importance, heretofore the following recommendations are posed:

1. Periodicity and minimum number of tap-samplings at the exit of each treatment installation and prior to entry into distribution system.

2. Periodicity and minimum number of tap samplings in the distribution system.

This criterion is applicable throughout the distribution network system.

3. Models for type analyses are established for the analytical control of distributed drinkable waters in relation to the population supplied.

4. For interpreting and evaluating the results obtained from the microbiological analysis, the following standards are recommended:

1) During the year, 95% of the samples must not contain any coliform bacteria whatsoever per hundred (100) millilitres of water.

2) None of the samples must contain faecal coliforms per hundred (100) millilitres of water.

3) None of the samples must contain over ten (10) coliform bacteria per hundred (100) millilitres of water.

4) Under no circumstances should the samples contain coliform bacteria per hundred (100) millilitres of water in two consecutive samplings.

If the coliform colonies in any one sample exceeds the above mentioned values, daily samples must be collected immediately at the same sampling point and these must be examined until the results obtained in at least two consecutive samples manifest that the quality of the water is again within drinkable standards.

Repeated discovery of from 1 to 10 coliform bacteria per hundred (100) millilitres of water, or the observation of an even greater amount in isolated samples indicates that a contamination factor or local network circumstances have acted upon the water. In such a case, pertinent measures shall be adopted to discover and eliminate the cause of contamination.

The responsibility of the water supplying companies forces them to comply with the standard provisions in the complete cycle of collection, treatment, and distribution of these waters throughout the network up to the user's or consumer's connection.

From this point onward, the plumber and/or user will be responsible in each case.

6. Valuation

The appropriate water quality control implies a high cost, but this is the price that must be paid for the development of our cities and for the hygienic guarantee of the same. To maintain the level of the standard of living is a costly but necessary operation.

**USE OF WATER QUALITY STANDARDS
UTILISATION DES NORMES DE QUALITÉ DE L'EAU**

COUNTRY	1.1	1.2	1.3	1.4
AUSTRIA	Austrian Standardisation Organisation: — O NORM M 6250 (Requirements for properties of drinking water quality). — O NORM M 6251 (Control of the quality of drinking water).		Considered as: Recommendations. Levels must be checked every two years.	
BELGIUM	Royal Decree of 06.05.1966, limiting values for 21 quality parameters.			
DENMARK	Own water quality standard in a statutory order, based upon the EEC directive.	Guide limit and maximum admissible limit.	Bacteriological standard mostly applies in the distribution system.	Water quality at consumer's tap.
FINLAND	National Board of Health in 1980 based on the Public Health Act (1967). No criterias for raw water quality, but some recommendations.	Properties that affect man are legal demands. For the aesthetic and technical quality of water are recommendations.	The maximum concentrations for toxic are categorical. About the health effects are two limits. Exceeding the second limit the water is not suitable for drinking water.	At the customer's tap.
FRANCE	The French Regulation above drinking water quality. Water Regimen 1974 concerning quality criteria, control methods chemical products used in treatment processes, and protection measures for catchment sites. Adoption of the EEC directives (June 16th 75) (October 9th 79) (July 15th 80).		Maximum allowable concentrations that must not be exceeded.	At the water intake. At the consumer's tap at the level of the water meter. Supplier's liability stops.
GERMANY	Up to now a universal water act does not exist. A guideline is in preparation. The EEC directive must be put into force in 1985.	For drinking water the actual orders are guide values and limits for total bacteria and coliforms. For other standards are only guide values.		Apply to the point of delivery (Water meter).
JAPAN	Standards prescribed by the Waterworks Law. Quality limits are set about 26 substances.	The purposes: Protection of human health. Exclusion of hindrance. Protection of facilities in waterworks.	Undertakings must stop supplying water when water quality exceeds the limits.	Apply at the consumer's tap.
NETHERLANDS	Drinking Water Act (6 April 1957) and Royal Decision on Drinking Water (7 June 1960) gives minimum legal requirements.			
NORWAY	Guidelines (National Institute of Public Health).	Microbiological, physical and chemical parameters.	Guidelines.	At consumer's tap, quality control after the last stage in the treatment process.
ROMANIA	National Standards for: surface water supply, sewage waters.	Directives for surface water and for any kind of use.	Standard limits for: oxygen, mineralization, toxic and bacterial concentration.	At the last stage of the treatment plant and at the consumer's tap.
SOUTH AFRICA	Specification for water for domestic supplies (SABS).	Recommended and maximum allowable limits for physical, chemical and bacteriological properties.	These limits are mandatory only when potable water is used in the manufacture or processing of foods and beverages which bears the SABS mark.	In the case of municipalities at the customer's tap. For water boards at the reservoirs.
SPAIN	Spanish Food Code for the supply and control of public drinking water. Prepared to adapt the regulations as closely as possible to EEC Directives.	The regulations consider potable water, sanitary permissible water, and no potable.	As standard they are to limits one for no potable water, and other for potable water. Also includes guidelines.	
SWITZERLAND	Ordonnance du Conseil Fédéral (26 Mai 1926) sur les denvees alimentaires (ODA). Ordonnance du Departement Federal de l'interieur (9.IV.75) sur le traitement ou condition nement de l'eau de boisson (OTE). Manuel suisse des denvées alimentaires (MDA). Pour les questions non regismentées s'applique les normes europeennes de l'OMS.	Ils sont affectés de limits imperative ou de recommendation selon le caractere toxique ou indesirable les composants.	Ils sont contraignantes l'ODA du l'OTE of les MDA relatives a des substances toxiques telles que les produits de desinfection ou les metaux lourds.	Sur l'ensemble du reseau de distribution.
UNITED KINGDOM	No official standards fill the coming into force of the EEC Directive in 1985. The Maes will become the legal standard. For the past it has used the WHO.	Water is accepted if it is clear, palatable and not injurious to health.	Standards affecting the health have been regarded as mandatory.	At the curtilage of each property. For lead and bacteriological standards at the consumer's tap.
USSR	Government standards (GOST) — (1945) periodically revised. Last (January 1975).	The Gost consist in: hygienic requirements and criteria. Regulations on water quality control. They consider the synergetic action.		It indicates the periodicity and number of samples the control analysis are two normal and complete.

**ASSESSMENT OF MOST ACUTE PROBLEMS
PROBLEMES A TRAITER EN PRIORITE**

COUNTRY	1
AUSTRIA	Big water plants are problematic regarding technical aspects.
BELGIUM	
DENMARK	To protect ground water is urgent to map all old land chemical disposal. The use of alternative energy source. The spill of heat transfer liquids as freons, oils, glycols, alcohols is a new risk.
FINLAND	Organic materials and its harmful effects. Corrosion prevention. Quality criterias for raw water. After growth in water distribution system. Removing of fluorine. Quality requirements for treatment chemicals. Quality requirements for armatures and tubes.
FRANCE	Assessing health effects of micropollutants. Establishing methods for measuring this pollution (AOC, toxicity tests...). Investigating means of improved removal of organic matter. Introduction of new specific and aggregate parameters in the standards.
GERMANY	Difficulties may arise with organic chlorine compounds, nitrates and sulfates. The content of organic matter in view of the formation of trihalomethanes.
JAPAN	Develop analytical techniques. Automatic control. Limits to trihalomethanes. Organize the cooperative structure of small and medium water works to carry out their water quality management. Promote the preservation measures of water quality.
NETHERLANDS	Removal of compounds which are dangerous for health. Determination of maximum allowable concentrations for three compounds. River and soil pollution.
NORWAY	Surface waters contains humus, high colour and often bad taste.
ROMANIA	It is important to know the natural water quality in any part of the surface water protecting the quality in the unpolluted streams, and working to reach the natural quality in the rest, introducing more strict conditions for the effluents.
SOUTH AFRICA	Mineralisation of water resources. Rapid growth of the organo-chemical industry. Increasing use of pesticides. Economical methods for the bulk desalination of effluents. The establishment of safe limits for organic contaminants.
SPAIN	Removal of nutrients from water. Self purification of rivers and reservoirs. Combine high fish production and intensive industrial fishing at the reservoirs. Land application of waste water to reduce nutrients with different plant species (Populusi, Fraximus, Typha, etc. ...).
SWITZERLAND	Removal of nutrients from water.
UNITED KINGDOM	Ensure complete disinfection. Reduce plumbosolvency. Reduce or remove nitrate. Reduce or remove micro-organic pollutants.
USSR	Control of organic substances of anthropogenous origin. Implementation of more advanced treatment technique using biological and physico-chemical methods.

COUNTRY	ACHIEVEMENT OF STANDARDS MISE EN OEUVRE DES NORMES	
	2.1	2.2
AUSTRIA	Used by experts and officials.	
BELGIUM	On transport or distribution pipes some quality parameters valves may exceed temporarily the standards (iron manganese).	
DENMARK	Standard have only been given in force for about a year. Not yet a full information is available. Impression easily achievement in big cities, a problem in some areas near the coast and in some areas with sandy soil.	Choice of the future structure of the water supply chosen new resources or altering their treatment.
FINLAND	In 1979 (Standards from the year 1971) 820 of the surface water works and 66% of the ground water works achieve the standards.	Taking into use better raw water sources, increasing the utilisation of ground waters. Taking into use more advanced treatment methods. Diminishing the harmful effects of organic material in surface waters. Minimising the corrosive effects of ground waters.
FRANCE	Policy which classifies the river sections according to their use: fishing, swimming or drinking water. In large urban areas the imperative values of EEC directives are generally respected. The guide valves are frequently exceeded. Control by: Water supplier Government Service, at least three times in a year.	Abatement of haloforms concentration due to the transfer of the break-point chlorination to the end of the process. Better removal of organic matter, with activated carbon filtration ozone.
GERMANY	Listed standards, laws and orders have been achieved.	Improvements in regard to organic chlorine compounds. Blending or substituting with water from long distances when some localities with high nitrate concentrations cause problems.
JAPAN		
NETHERLANDS	Standards have been very well achieved.	Further reduction or even total replacement of chlorine. Further removal of all kinds of macro and micro organic compounds and heavy metals. Further improvement of taste and odour.
NORWAY	Some water treatment plants. Satisfy the guidelines most of the year. Others don't achieve the standards at all.	Ground water is regarded as the most favourable source. There is a shift in emphasis from water pollution control to water supply.
ROMANIA	Full achievement because they are obligatory.	Every 5 or 10 years the water quality plans are revised.
SOUTH AFRICA	Water Boards maintain specified standard regularly for 96-100% of the time.	Importing from better quality sources or through desalination of local sources, for some parts where salinity and often fluoride levels are high.
SPAIN	They are fully achieved. Only some problems exist in small cities near the sea side.	The water quality is considered in any plan dealing with the hydraulic source or territory regulation.
SWITZERLAND	Normes fédérales sont appliquées par les cantons.	Les normes sont contamment fenues á jour.
UNITED KINGDOM	It could have an effect on public health, the standards have been achieved. Some WHO standards such as those for iron and manganese have been contravened in some places.	More rigorous compliance with bacteriological standards. Reduction in plumbosolvency. Lowering of high nitrate levels. Use of new schemes for water. Use of treatments for removal of microorganic compounds.
USSR	A study carried out in 1978-1979 revealed some water works with surface water had some parameters deviating from the standards. Some with ground water exceed in iron total hardness, fluoride and nitrate.	Implement new technique using activated carbon and ozone.

COUNTRY	ADEQUACY OF STANDARDS ADEQUATION DES NORMES	
	3.1	3.2
AUSTRIA	Necessary to consider: where to draw samples in water source and supplying network. Minimum number of sampling stations after the number of inhabitants supplied.	
BELGIUM	Where as the Belgian law is overruled has been prepared a proposal based upon the EEC Directive 80/778. Raw water is not protected by any law.	Used the WHO recommendations of 1972 about bacteriological investigation EEC Directive 80/778 as far as standards setting is concerned while setting these new standards, it is necessary to consider the water works practice and water chemistry, Directive 75/440 limit the phenol constant to 1 µg/l. No analytical method is able. Directive 80/778.
DENMARK	Not enough experience using the standards based upon the EEC directives. With lower maximum admissible limit in some of the parameters. Used the possibility of the derogations from the directive based upon the geological circumstances.	No special problems using WHO standards.
FINLAND	No plans to change the actual standards.	International standards are not applicable to all countries with different raw water and special problems.
FRANCE	Are well adapted. For some parameters the analytical methods do not allow them to be applied. Only be considered satisfactory if they keep evolving allowing specific parameters, introduction of new aggregate parameters, and adapting the prescribed concentrations to the development of knowledge. European standards allow the values of parameters to be revised, if necessary.	
GERMANY	The limits and guide values existing up to now are not sufficient. There are only limits for parameters of hygienic relevance.	WHO values have been used unofficially. EEC directives must be introduced.
JAPAN		
NETHERLANDS	The difference between Dutch proposed requirements and the EEC Directive are: Coliform at outlets of pumping stations. Sulphite reducing clostridin. MAC pH, sulphates, sodium, dry residue (at 180°C). Ammonium, fluoride, barium. Conductivity, chlorides, calcium. Dissolved oxygen, chloroform extractable compounds, organochlorine compounds not being pesticides, copper, zinc, suspended solids, boron. Total bacteria counts at 22°C and 37°C.	
NORWAY	No immediate plans. A pH requirement of 8-8,5 is heavily discussed. Under discussion to introduce a limit value for natrium.	
ROMANIA	Without any problem.	The Roumanian standards are similar to the WHO and EEC.
SOUTH AFRICA	Physical, chemical and bacteriological parameters are well covered in the specifications, but should be extended to include limits for organic constituents, mainly the suspected of being carcinogenic.	WHO standards are adequate, but must be reviewed the limits for dissolved solids, fluoride and nitrates.
SPAIN	The Spanish Food Code has been approved in 1981, so it is not yet able enough information. Some differences exist with respect to the EEC Directives in relationship with the contents of sodium, potassium, chlorides, sulfates, boron, barium, phenols, detergents, nitrogen and hydrocarbons.	The standards have as antecedents, the AWWA, the WHO standards and the EEC Directives.
SWITZERLAND	Ils sont actuellement satisfaisantes l'ODA et l'OTE. Les MDA sont en adaptation constante.	Les normes suisses ont repris celles de l'OMS ou des CEE.
UNITED KINGDOM	Are considered to be adequate. Changes may need to be made on the basis of new knowledge.	WHO and EED standards are considered to be more than adequate. Some of the parameters are too restrictive.
USSR		The GOST presents differences with international standards as: MPC for a large number of toxic chemical substances. Allowance for possible synergetic action of toxic substances. Non permission so established limits even for a short time. Greater allowable values for dry solids concentration and total hardness. More strict requirements for water turbidity, aluminium.

WATER QUALITY PROBLEMS PROBLÈMES DE QUALITÉ DE L'EAU			
COUNTRY	4.1	4.2	4.3
AUSTRIA			
BELGIUM			
DENMARK	No national difficulties in achieving standards arising from infectious or parasitic diseases. Problems arise from industrial pollution and old landfills with chemical waste.		Methods to prevent ground water pollution from agriculture sewage and landfills. Improvement of water treatment to minimize the content of organics.
FINLAND	Little significance of infections or parasitic diseases meeting the standards. Main problems are high natural organic content, industrial pollution mainly caused by wild processing industry.	Clarification by flotation is particularly applicable to raw waters with high organic material content, and low content of settleable material.	Problems caused by the organic material (humus, algae growth...). Disinfection processes forming less organic chlorine compounds.
FRANCE	Infectious or parasitic diseases do not constitute an obstacle to producing a standard adapted water. Industrial or agricultural pollution are felt for some parameters: organic matters, organic micropollutants, nitrogen pollution.		
GERMANY	Some problems will arise with nitrates.	The DVGW has initiated a research program 'New Technologies in Water Treatment'.	The improvement of the storage of raw water in natural reservoirs. Enrichment of ground water. The avoidance of undesired biological growth by the elimination of nutrients. Optimisation of the water treatments definite chemical contaminants.
JAPAN			Investigate control methods of organochemical microsubstances.
NETHERLANDS	Some diseases in small parts (Cross connections). Pollution growth of surface and ground water with industrial wastes and diffusion of soil pollutants.	Improved coagulation systems. High rate floc removal. Dual media filtration.	Ground water treatment processes against soil pollution. Bank infiltration at polluted rivers. Sludge dewatering and deposition. Influence of water conditioning on metal solubility. Regional water supply optimization. Protection of water winning zones.
NORWAY		Technology and treatment processes are not adequate.	
ROMANIA			
SOUTH AFRICA	No difficulties in achieving standards in respect of infectious or parasitic diseases. Some problems due to industrial pollution. More than 30% of water supplied by the Rand water Board returns as industrial and domestic effluents. Main problems: organic pollution and eutrophication of the raw water sources, effluents from mining activities, corrosiveness.		
SPAIN	Some problems due to industrial pollution. Also the population placed in the middle and high water sheds of the flours affecting the water supply sources. Main problems: organic pollution and eutrophication, high nutrient contents in the reservoirs.		
SWITZERLAND	Some problems due to industrial pollution.	Ne s'est pas posé jusqu'à ce jour.	Le teneur en nitrates.
UNITED KINGDOM	Main problem to disinfect every water supply. Parasitic diseases present no problem. When acute pollution occurs from industry, storage is used. The involg organic compounds is dealt with by using granular carbon. New methods, such as activated carbon, ozone will increase costs. A need for quantification of the health risk associated with these and other problems. Removal of nitrate and organic compounds.	New methods, such as activated carbon, ozone will increase costs.	A need for quantification of the health risk associated with these and other problems. Removal of nitrate and organic compounds.
USSR			

PARAMETERS	UNITS	EEC			SPAIN		BELGIUM	SWITZERLAND		FINLAND		RFA	NETHERLANDS		NORWAY		USSR
		N° GUIA	Maximum admissible	Minimum	Orientating	Tolerables	CMA	Minimum	Maximum	Minimum	Maximum		N° GUIA	Maximum	Minimum	Maximum	MPC
Odour	Threshold	0	3 a 25°C	—	Inodor.	Light	*		*		Inodor.						
Taste	Threshold	0	3 a 25°C	—	Insip.	Light	*		*								
Colour	mg Pt/l	5	20	—	1	20	*	*	15	*		10	*	<5	<15		
Turbidity	mg SiO ₂ /l	5	10	—	*	*		0,3	0,5		1	0,1	0,5	<0,5 <0,3	<1		
pH		6,5-8,5	9,5	6,0	7-8	6,5-9,5	*				7-9					8-8,5	
Conductivity	µmhos/cm	400	1.250	—	*	—											
Calcium	mg Ca/l	100	—	10	*	200										<35	
Magnesium	mg Mg/l	30	50	5	*	*		*	*							<10	
Hardness	mg CaCO ₃ /l	350	—	100	150												
Res. 110°C	mg/l	—	1500	—	750	*	*										
O. dissolv	mg O ₂ /l	5	—	—	*			*									
Nitrate	mg NO ₃ /l	—	50	—	25	*	*	25	*	30	*	90		100		<2,5N	10N
Nitrite	mg NO ₂ /l	—	0,1	—	0	*	*	0	*	0,2	1,0			*		<0,05N	
Ammonium	mg NH ₄ /l	0,05	0,5	—	*	*	*	*	*		*		*	0,2	<0,4N	<0,08N	
Ox. MnO ₄ K	mg O ₂ /l	1	5	—	2	*	*	6	12		3	2	4		<3		
Aluminium	µg Al/l	—	50	—	50	200		50	200		300				<100	—	500
Iron	µg Fe/l	100	300	—	50	200	200	50	200		*	50	1000	<100	<200	*	
Manganese	µg Mn/l	20	50	—	*	*	*	*	*		100	0	*	<50	<100	100	
Copper	µg Cu/l	—	50	—	100	1500					300			3000#	<50		
Zinc	µg Zn/l	—	100	—	100	5000					1000	2000		15000#	<300		
Phosphorous	µg P/l	300	2000	—	170	2150	*	0	150								3,5 PO ₄
Fluorine	µg F/l		500-700			1500	1500		1500	1500	3000	1500		1200		<1500	700-1500
Arsenic	µg As/l	—	50			*	*	0	*		*	40		200		<10	*
Cadmium	µg Cd/l	—	5			*	*	0	*		*	6				<5	
Cyanide	µg Cn/l	—	50			*	*	0	*		*			10		<10	
Chromium	µg Cr ⁶⁺ /l	—	—			50	*				50	50					
Chrom. tot.	µg Cr/l	—	50				*	0	*					*		<50	
Mercury	µg Hg/l	—	1			*	*	0	*		2	4				<0,5	
Nickel	µg Ni/l	5	50			*	*	0	*								
Lead	µg Pb/l	—	50			*	*	0	*		*	40		100-300#	<50	100	
Antimony	µg Sb/l	—	10			*	*	0	*								
Selenium	µg Se/l	—	10			20	*	0	*			8		50		<10	1
Pesticides Total by instance	µg/l		a5 a1			*	*	0 0	*							<10	
Silver	µg Ag/l	—	10			*	*	0	*							<50	
Aerobic bact. 37°C	by ml				10	200		5	20					20-50			
Aerobic bact. 22°C	by ml				1000			50	200					100			
Colif. total	100 ml		0		*	*	*		*			*	1/1	0-21		*	
Streptococcal f.	by 100 ml				0	0	0		0								
Anaerobic					0-100 ml	0-20 ml	20 ml NMP≤1		0-50 ml								
Pathogenic			0		*	*											
Radioactivity	pCi-l					100											

* Coincidents values with the EEC.
After 16 hours lead or copper pipe.

PARAMETERS	UNITS	SPAIN		BELGIUM	SWITZERLAND		FINLAND		RFA	NETHERLANDS		NORWAY		USSR
		Orien-tating	Tolerables	CMA	Minimum	Maximum	Minimum	Maximum		N° GUIA	Maximum	Minimum	Maximum	MPC
Odour	Threshold	Inodor.	Light	10-12°C 3-36°C		2 a 12								
Taste	Threshold	Insip.	Light	2-12°C 3-25°C		3 a 25								
Colour	mg Pt/l	1	20	20	5	15		15		10	20	<15	<5	
Turbidity	FTU		6	4	0,3	0,5		1		0,1	0,5	<1	<0,5 <0,3	
pH		7-8	6,5-9,5	9,5				7-9				8-8,5		
Conductivity	µmhos/cm	400	-											
Calcium	mg Ca/l	100	200		-	-						<35		
Magnesium	mg Mg/l	30	50		30	50						<10		
Hardness T	mg CaCO ₃ /l	150												
Res. 110°C	mg/l	750	1500	1500										
O. dissolv.	mg O ₂ /l	5			5									
Nitrate	mg NO ₃ /l	25	50	50	25	50	30	50	90		100	<2,5N		10N
Nitrite	mg NO ₂ /l	0	0,1	0,1	0	0,1	0,2	1,0			0,1	<0,05N		
Ammonium	mg NH ₄ /l	0,05	0,5	0,5	0,05	0,5		0,5		0,05	0,2	<0,08N	<0,4N	
Ox. MnO ₄ K	mg O ₂ /l	2	5	5	6	12		3		10	20	<3		
Aluminium	µg Al/l	50	200		50	200		300				-	<100	500
Iron	µg Fe/l	50	200	200	50	200		300		50	1000	<200	<100 <50	300
Manganese	µg Mn/l	20	50	50	20	50		100		0	50	<100		100
Copper	µg Cu/l	100	1500					300			3000‡	<50		
Zinc	µg Zn/l	100	5000					1000	2000		1500‡	<300		
Phosphorous	µg P/l	170	2150	2000	0	150								3,5 PO ₄
Fluorine	µg F/l		1500	1500		1500	1500	3000	1500	-	1200	<1500		700-1500
Arsenic	µg As/l		50	50	0	50		50	40		200	<10		50
Cadmium	µg Cd/l		5	5	0	5		5	6			<5		
Cyanide	µg Cn/l		50	50	0	50		50	50		10	<10		
Chromium	µg Cr ⁶⁺ /l		50					50	50					
Chrom. tot.	µg Cr/l			50	0	50					50	<50		
Mercury	µg Hg/l		1	1	0	1		2	4			<0,5		
Nickel	µg Ni/l		50	50	0	50								
Lead	µg Pl/l		50	50	0	50		50	40		100-300‡	<50		100
Antimony	µg Sb/l		10	10	0	10								
Selenium	µg Se/l		20	10	0	10			8		50	<10		1
Pesticides Total by instance	µg/l		0,5 0,1	0,5 0,1	0 0	0,5 0,1								
Silver	µg Ag/l			10	0	10						<50		
Aerobic bact. 37°C	by ml	10	200		5	20					20-50			
Aerobic bact. 22°C	by ml	100			50	200					100			
Colif. total	by 100 ml	0	0	0		0			0	1/1	0-2/1		0	
Streptococcal f.	by 100 ml	0	0	0		0								
Anaerobic		0-100 ml	0-30 ml	NMP ≤1-20 ml		0-50 ml								
Pathogenic		0	0											

‡ After 16 hours lead or copper pipe.

1. Introduction

L'eau a été et continue à être un facteur qui conditionne l'établissement des peuples et leur développement, et représente la base du niveau de vie et du progrès des peuples lorsqu'elle est fournie en conditions adéquates de qualité et de quantité.

Avant la révolution industrielle, les besoins élémentaires d'eau en qualité et en quantité, nécessaires pour la consommation agricole et urbaine, ainsi que pour son industrie naissante et rudimentaire étaient faciles à remplir, étant donné que les agglomérations se trouvaient auprès des cours d'eau pure. Mais le développement industriel, la croissance démographique, les nécessités provenant de l'élargissement des terrains de culture et du besoin d'une plus grande productivité et, en dernier lieu, l'amélioration du niveau de vie de notre société ont créé de grands besoins d'eau ainsi que la nécessité d'assurer sa qualité, conforme à la qualité de vie. En deuxième lieu, l'homme et son activité se trouvent à l'origine de la pollution des ressources hydrauliques.

La restitution des eaux aux fleuves ou aux cours récepteurs permet la réutilisation d'importants volumes de ressources hydrauliques, mais détériore leur qualité. Cette situation exige d'étudier de façon intégrale les paramètres des ressources disponibles, l'épuration des eaux polluées, le traitement des eaux, et les nécessités de quantité et de qualité dont l'homme a besoin pour soi et pour ses activités.

En peu de siècles quelque chose a changé. Ainsi, cette tendre définition de l'eau faite par ce grand personnage et saint que fut François d'Assise.

'... et par l'eau fraternelle
précieuse en sa candeur, qui est utile,
chaste, modeste,
Loué soit mon Seigneur!'

L'humidité en général et nous, ceux qui sommes chargés de distribuer et de maintenir les ressources d'eau en particulier, nous devons entonner notre chant ainsi:

'... et par l'eau esclave
répugnante par sa pollution, souvent
sa pureté est inutilement violée
pour l'utiliser de nouveau rebelle.
Nature pardonne-nous?'

2. Situation actuelle de la réglementation concernant la qualité d'eau

La plupart des pays ont défini en normes, avec une amplitude et une précision similaires, la qualité nécessaire en fonction des usages de l'eau, en établissant des caractéristiques visuelles, organoleptiques, physiques, chimiques et biologiques.

Comme base de ce rapport, nous introduisons quelques résumés comparatifs des réponses des rapporteurs nationaux au sujet que nous traitons 'Water quality standards', en contemplant des aspects tels que Use of standards, achievement, adequacy, water quality problems and valuation of most acute problems.

3. Commentaires en rapport à la réglementation de la qualité de l'eau

La première question se pose en abordant ce sujet. Si la qualité de vie constitue un objectif commun, si l'eau constitue un élément vital pour notre vie, ne serait-il pas souhaitable d'établir des normes communes pour tous? Nous pouvons constater des tentatives à ce sujet à partir des réponses analysées. De nombreux pays acceptent des normes semblables à celles établies par l'OMS, d'autres penchent vers la Réglementation établie par la CEE, mais tous marquent certaines différences dans les limites établies pour certains de leurs paramètres.

Nous sommes tous habitants d'un seul monde et notre grande mobilité à travers lui nous fait penser au besoin d'une qualité unique d'eau, pour tous et partout, mais est-ce possible ce rêve? Le rêve oui, mais la réalité est bien différente. Les eaux des pluies, elles sont probablement identiques en émergeant des nuages, mais les atmosphères qu'elles traversent sont différentes, les superficies qu'elles parcourent, les terrains qu'elles traversent aussi, les conditions hydrologiques, les systèmes de protection des résidus, les systèmes de captation sont différents. En résumé, nos eaux brutes sont différentes, même à l'intérieur de chaque pays.

D'autre part, en fonction de la latitude et des conditions météorologiques dans le cas de certaines communautés, les volumes d'eau utilisés présentent des différences appréciables au cas de concentrations égales de certains paramètres indiquant des incorporations majeures à la valeur absolue.

Une autre raison de cette différence réelle de la qualité de l'eau apparaît aux points manquant de ressources, aux points contenant une intrusion saline importante, ou aux points ayant des eaux chargées de sels en fonction des sols traversés. Dans de nombreux points de notre globe, on trouve de petites communautés ayant des paramètres très différents, très souvent en dehors des normes appliquées, mais qui ont utilisé depuis l'antiquité les ressources d'eau ayant ces caractéristiques. Si elles ne possèdent pas d'autres ressources ou si les frais pour en obtenir d'autres sont élevés, serait-il

juste de poser des standards restrictifs même au cas de savoir qu'il n'existe pas d'effets nocifs sur la santé de ses habitants?

Il semble très difficile de définir des standards généraux pour tous. Une deuxième question se pose, quels objectifs poursuivent les normes? La totalité des normes analysées, selon les exposés nationaux, ont pour but principal de garantir les conditions d'hygiène et de santé, en donnant priorité à la considération des paramètres bactériologiques et toxiques. D'autres objectifs sont techniques, et d'autres sont même des objectifs esthétiques et secondaires pour l'usage de l'eau.

Tous ces objectifs sont souhaitables mais il est clair que leur priorité est différente. Atteindre des objectifs de genre sanitaire est indispensable, que l'eau soit absolument cristalline et très agréable représente un objectif souhaitable mais non nécessaire. D'abord donner à boire à l'assoiffé, ensuite améliorer la qualité de l'eau.

De tout ceci se détache la nécessité de diviser les paramètres en trois grands groupes:

- Paramètres qui affectent la santé.
- Paramètres qui affectent les installations et les équipements.
- Paramètres qui produisent des effets psychologiques ou d'aspect physique et parmi eux, établir la différence entre ceux qui constituent une définition concrète de qualité et ceux qui ont les caractéristiques d'indications.

Remarquons que la technologie actuelle nous permet d'obtenir des eaux avec une qualité conforme aux normes, en partant presque de toutes sortes d'eau brute, mais sans aucun doute il ne faut pas oublier l'aspect matériel. Il faudra traiter tout ce qui puisse affecter la santé, mais il ne semble pas être obligatoire de corriger les paramètres inclus aux deux derniers groupes. Le technicien appréciera dans chaque cas la nécessité économique, ou à défaut, l'amortissement d'installations et d'équipements.

Il ne faut pas oublier que le technicien doit trouver les solutions aux problèmes posés, mais il n'est pas moins vrai qu'il est aussi obligé de trouver une solution qui lui coûte un dollar face à toute autre solution coûterait deux dollars.

Les réponses à la question du caractère obligatoire des normes présentent le panorama de caractère obligatoire absolu à recommandation totale, en passant par des termes intermédiaires.

Une liberté absolue, en délaissant les simples recommandations équivaut à garantir les services d'eau pour tous, l'existence de la connaissance absolue du sujet, le critère, la conscience et l'honnêteté totale pour décider. Le caractère obligatoire à outrance conduit à une inhibition pour ce sujet, en évitant la responsabilité, en se limitant à remplir avec exactitude les limites des paramètres établies par les normes. Ainsi, on ne s'efforce pas de trouver la solution la plus appropriée pour chaque cas, en analysant les effets, les solutions techniques et en même temps le facteur économique.

Combien de fois, pour avoir dépassé la limite d'un paramètre de valeur indicative, des problèmes se sont posés aux services ou aux personnes responsables des mêmes!

Il semble nécessaire d'établir des limites obligatoires pour les paramètres qui affectent la santé, mais non pas pour les paramètres des autres groupes.

Les paramètres et les règlements des pays qui ont présenté un exposé sont similaires en nombre et couvrent des secteurs partiels de la qualité d'eau, en ignorant d'autres, dérivés des possibilités de pollution produits par l'activité humaine, principalement l'industrie.

Il faut tenir compte du fait que les paramètres qui peuvent définir la pollution sont nombreux, et sont actuellement assez inconnus quant à leur existence ou à leur détermination analytique.

Comment pouvons-nous définir de façon catégorique qu'une eau est entièrement potable avec quelques déterminations partielles dans les limites établies? En effet, si l'eau remplit ces conditions, il est bien probable que l'eau soit de bonne qualité, mais...

Il semble logique que les paramètres encadrent le problème de la qualité, mais les techniciens, les médecins, les chimistes, les ingénieurs, etc. devront rompre ce cadre pour définir dans chaque cas les paramètres à considérer et les limites tolérables selon l'expérience ou le progrès que la recherche indique à chaque instant.

A partir de ces considérations, deux propositions claires se dégagent:

- a) Les avantages d'établir une réglementation de caractère général parce qu'elle affecte la santé, selon les connaissances de la technique du moment, et pour le reste, donner la liberté aux techniciens qui s'en chargent, lesquels, d'autre part, devraient assumer leur responsabilité en stimulant la recherche et en appliquant les connaissances qui en dérivent.
- b) Si les limites des paramètres doivent être fixées selon la connaissance technologique du moment, sanitaire et analytique, et d'autre part, les processus de traitement dépendent du progrès technologique, il n'y a aucun doute que tout règlement doit être périodiquement revu dans ce sens.

En suivant les questions que nous nous posons, on pourrait demander où, quand et comment doit-on prendre les échantillons pour qualifier la qualité d'une eau?

La réponse théorique sur les points significatifs qui permettent de garantir la qualité de l'eau fournie est simple. Le fournisseur s'intéresserait à la sortie du processus de traitement. Le distributeur s'intéresserait aux points du réseau de distribution, et le

consommateur aux robinets. La pollution peut s'incorporer au système à n'importe quel point et naturellement chacun cherche sa propre sécurité et la limite de sa propre responsabilité. Il ne faut pas oublier à ce point que l'important n'est pas de se couvrir mais de garantir à outrance la qualité de l'eau sous son aspect sanitaire.

Il faudra garantir sa représentativité aux points de prise et celle-ci ne pourra jamais être donnée par une simple détermination. Les échantillons devront être pris périodiquement selon les besoins et au moyen d'installations concrètes qui garantissent sa qualité.

3.1 S'il s'agit d'atteindre des standards, les réponses peuvent être:

- Il apparaît que parfois les normes, au cas d'avoir un caractère de recommandation ou usage de normes internationales, sont utilisées par les experts et par les institutions officielles en tant que valeurs guide. Dans d'autres pays, elles ont le caractère de lois ou d'ordres et leur application est obligatoire.
- On détecte des cas où, en principe, les normes s'appliquent et on permet de dépasser uniquement les valeurs de certains paramètres de façon plus ou moins temporaire.
- On observe par de nombreuses réponses, que l'application des normes se voit assurée pour les grandes distributions, mais il n'en est pas de même pour les petits.
- Dans certains pays, on considère obligatoires les normes des paramètres qui affectent la santé, en qualifiant le reste de recommandations.

L'opinion personnelle manifestée antérieurement consisterait en l'établissement de normes générales concernant les paramètres qui affectent la santé, d'application obligatoire, en laissant le reste comme recommandation à être considérée par les responsables pour maintenir la qualité de l'eau selon les différents secteurs sous considération.

Les plans indiqués par les rapporteurs nationaux pour améliorer la qualité de l'eau peuvent se résumer ainsi:

- Révision périodique des plans d'approvisionnement.
- Améliorer les traitements.
- Choix de nouvelles ressources.
- Élimination des haloformes, en évitant leur formation.
- Réduction du contenu en nitrates.
- Éviter la dissolution de plomb.
- Élimination des métaux lourds.
- Remplacement partiel ou total du chlore.
- Mise à jour permanente des normes.
- Réduire au maximum le contenu en matière organique.

3.2 En rapport avec l'adéquation des normes, la tendance à accepter les règlements internationaux de l'OMS et de la CEE représente un sentiment général; celles-ci ont servi souvent de base pour l'élaboration de normes nationales. Malgré le fait de les considérer adéquates, on conseille les recommandations suivantes, qui peuvent illustrer des points de considération pour toute norme relative à la qualité des eaux.

- a) Établir des points de prise et nombre d'échantillons.
- b) Considérer les possibilités analytiques au moment de fixer des limites pour les différents paramètres.
- c) Rendre compatible le sens des ensembles de paramètres.
- d) Éviter d'établir des limites rigoureuses en paramètres non toxiques ou qui n'affectent pas la santé.
- e) Établissement de valeurs en pourcentage sur des valeurs obtenues par différents échantillons d'un point pour déterminer la qualité de l'eau.
- f) Introduction de nouveaux paramètres qui définissent la pollution.
- g) Modifier les limites de divers paramètres.
- h) Établir les limites de composés, d'origines suspects de produire le cancer.
- i) Considérer l'effet cinergétique de certaines substances.
- j) Éviter les limites autorisées momentanément.

Tous les points indiqués doivent être considérés, mais s'il faudrait indiquer quels sont ceux qui présentent le plus d'intérêt, nous signalerons sans aucun doute ceux qui sont désignés avec les lettres b, c, d, e, f, i. Un grand nombre de ces modifications exigent à l'heure actuelle une plus profonde investigation.

3.3 Concernant les problèmes qui affectent actuellement la qualité de l'eau, les rapporteurs nationaux soulignent que les paramètres bactériologiques fixés par les normes sont suffisants pour contrôler l'éradication de maladies contagieuses ou parasitaires. Il n'en est pas de même avec les paramètres qui définissent la pollution industrielle lesquels sont souvent oubliés ou incorrectement rédigés, de même qu'il arrive avec les paramètres pour la pollution agricole.

Les rapporteurs nationaux résument les priorités de recherche en relation avec la qualité de l'eau aux points suivants:

- Optimisation des plans régionaux d'approvisionnement.
- Élimination de la pollution organique.
- Élimination de matières alimentaires. Élimination de nitrates.
- Traitement en évitant la corrosion.
- Recherche sur les émanations des exploitations minières.
- Infiltration sur le terrain.
- Processus de traitement contre la pollution de l'eau produite par le sol.
- Prévention de l'eau en cas de solubilité de métaux.
- Infiltrations profondes.
- Amélioration des eaux souterraines.

- Comportement de virus, de bactéries et de substances chimiques dans le sous-sol.
- Amélioration du stockage en retenues naturelles.
- Croissance de microorganismes aux réseaux de distribution.
- Élimination de fluor.
- Qualité des produits utilisés pour le traitement.
- Qualité des conduits, des dépôts, et des accessoires en contact avec l'eau.
- Usages énergétiques alternatifs et leur incidence sur la qualité.

3.4 Cette information facilitée par les rapporteurs nationaux est complétée avec le rapport de priorité pour le traitement des problèmes les plus pressants, tels que:

- Investigation des effets des micro-polluants sur la santé.
- Établissement de méthodes pour mesurer la pollution organique.
- Investigation sur la formation de trihalométhanes.
- Développement des techniques analytiques.
- Mesures de protection de la qualité de l'eau.
- Augmentation des résidus d'industrie chimique organique, des engrais et des pesticides aux cultures.
- Autoépuration des fleuves et des retenues naturelles.
- Développement technique du traitement chimique et biologique des eaux.

Parmi les traitements prévus pour ces problèmes et ces systèmes, pour réduire les coûts et pour atteindre la qualité de l'eau, les rapporteurs nationaux ne concrétisent pas, en se limitant uniquement à énoncer quelques processus en route ou en développement, tels que:

- Flottement pour réduire la matière organique dans les eaux manquant de contenu en matières sédimentables ou provenant d'eaux superficielles.
- Usage pour l'élimination de matière organique au moyen de systèmes de charbon actif, filtration et ozone.
- Systèmes de coagulation améliorés.
- Filtration multicouche.
- Systèmes combinés de haute production de poissons aux retenues naturelles en ayant pour système d'élimination des matières alimentaires, la pêche industrialisée.
- Utiliser pour le traitement tertiaire des résidus, l'irrigation avec des eaux résiduaires en utilisant des espèces de plantes choisies, telles que le Populus, Fraxinus, Typha.

Malheureusement, tous ces processus tendent à améliorer la qualité de l'eau mais sans aucun doute, nous pouvons dire que les frais pour obtenir une meilleure qualité de l'eau augmentent de plus en plus.

4. Conclusions complémentaires

A partir de l'analyse de normes existantes, nous pouvons déduire un nombre incomplet de paramètres qui définissent la pollution, principalement celle d'origine organique de provenance industrielle; il manque une certaine définition méthodologique pour la réalisation des analyses; il y a très souvent des difficultés pour atteindre les limites fixées, car un grand nombre d'elles sont excessivement rigoureuses; elle ne considère pas le schéma général de l'eau, de l'épuration des déchets des eaux résiduaires, de l'autoépuration des cours récepteurs et du traitement; elle ignore les ressources disponibles.

Concernant les critères de qualité, les recommandations de l'AIDE (Amsterdam 1976) représentent un progrès important; là, on peut considérer les limites d'eau potable unies aux valeurs normales maximums souhaitables des eaux brutes, en marquant les systèmes de traitement qui leur permettent de devenir potables. On peut définir ainsi le schéma de qualité d'eau brute, le traitement d'eau potable, et en connaissant la qualité de l'eau superficielle, fixer les conditions des résidus.

Il faut mettre en relief les travaux que la Commission EU-13 (Treatment and water quality) développe au sein de CEE, où les normes se basent sur le concept de contrôle, sur la méthodologie d'analyse de nombreux paramètres et sur la fréquence de la prise d'échantillons. On établit la qualité de l'eau superficielle et souterraine pour obtenir l'eau potable, ainsi que la définition de qualité d'eau pour d'autres usages, tels que récréatif, piscicole, etc.

A titre personnel, critère suffisamment partagé par les rapporteurs nationaux, je considère les travaux de la dite Commission EU-13, comme un point de départ d'incalculable valeur.

Cependant, on considère convenable de considérer le cycle complet des usages de l'eau, des captations et des résidus au niveau de bassin où les ressources constituent une donnée fixe, où les nécessités et les usages doivent être définis et où il devient nécessaire d'établir une planification d'ensemble.

A l'intérieur de ce concept, on établirait pour tous les pays des réglementations générales concernant les paramètres qui affectent la santé et le reste constituerait des normes appartenant à chaque pays, ou à chaque bassin, en définissant avec propriété les nécessités d'eau pour l'approvisionnement des villes, pour l'industrie et pour l'irrigation, pour des usages récréatifs et pour des fins écologiques, pour la réalisation et la recharge d'aquifères. On définirait de même les qualités selon l'usage avec des limites ni rigoureuses ni fixes bien que dépendantes de la technologie du moment, en constituant ainsi un aiguillon permanent pour l'étude et la recherche de nouvelles techniques plus simples avec des coûts inférieurs.

Les techniques actuelles offrent des résultats qui représentent à la fois des coûts à être considérés à l'intérieur d'une planification

générale, qui en tenant compte des usages de l'eau et des possibilités de traitement et d'épuration, permette d'établir les conditions des résidus. Résidus en fin de compte, définis sous des aspects qualitatifs, en conservant une relation correcte avec les technologies pour le traitement, en considérant les investissements et les frais d'entretien et d'exploitation précis.

Il convient peut-être de consacrer un moment aux paramètres d'avantage préoccupant à l'heure actuelle. Indépendamment des dérivés des complexes résidu industriels, les paramètres qui affectent le plus la qualité de l'eau pour l'approvisionnement peuvent être concrétisés en micro-polluants organiques et en matières nutritives en grande quantité dans nos eaux brutes. Je pense qu'il convient de souligner ici quelques considérations que nous connaissons généralement tous:

— Les traitements d'eau ont un effet limité sur la réduction d'azote et de phosphore. La consommation de réactifs est élevée et on peut à peine atteindre des réductions de 40% pour le premier, et de 80% pour le second.

— Les processus d'épuration peuvent minéraliser la matière organique mais en conditions normales, l'élimination de matière organique est faible, en s'intégrant d'autre part au cours récepteur un grand nombre de matières nutritives.

— Lorsque la concentration de produits inorganiques et d'éléments métalliques permet l'utilisation des eaux pour l'irrigation, cette dernière constitue une option valable pour éliminer les matières nutritives. Des réductions de la BOD de 98%, de SS de 97%, de N de 95%, et de P de 95% le ratifient ainsi.

En résumant tout ce qui précède, nous nous permettons d'indiquer que la réglementation sur la qualité de l'eau doit considérer conjointement la qualité unie aux usages et aux possibilités de traitement. En suivant ce principe, nous nous manifestons en faveur d'une flexibilité de la réglementation unie à un contrôle plus rigoureux.

5. Suggestions

Pour être conséquent avec tout ce qui précède, ce rapport propose:

— L'établissement de normes générales pour tous les paramètres qui affectent la santé humaine, devant être obligatoire.

— Etablir des valeurs guide ayant le caractère de recommandation, pour tous les autres paramètres, en établissant les limites de qualité selon les usages à niveau de bassin.

— Intégrer le cycle de captation, le traitement, la distribution et le contrôle de la qualité aux normes.

— Conjointement avec les limites des normes obligatoires et celles établies à niveau de bassin, ayant le caractère de recommandation, on définira les secteurs de potabilité de l'eau ou de non potabilité. Il convient d'établir une eau 'sanitairement autorisable' qui puisse être exceptionnellement utilisée pour la consommation humaine si elle ne remplit pas certaines limites de certains paramètres. L'autorisation pour l'usage de ce genre d'eau devrait être donnée par une Commission permanente de contrôle, établie à niveau national.

— On considère les Directives de la CEE un point de départ approprié en admettant la flexibilité de modification à niveau de certains des paramètres dont l'influence sur la santé n'est pas importante. Ces possibles modifications apparaissent aux propositions de modification souhaitables des rapports nationaux. Les différences concernant les limites actuellement établies aux réglementations de divers pays sont présentées dans le schéma annexe à ce rapport.

— Il faudra garantir la protection sanitaire convenable des aquifères, des cours d'eau et des points de captation, en coordonnant la réglementation de la qualité de l'eau pour approvisionnement avec la réglementation des résidus. Tout ceci conformément à une planification au niveau des bassins, périodiquement revue (4 à 8 ans), qui permette de distribuer les eaux selon l'usage, de conserver la qualité des ressources d'eau non polluées et d'améliorer progressivement celles qui sont polluées.

— Il faudra considérer la réglementation sur les conduites, les réservoirs et les accessoires pour garantir l'inaltérabilité de la qualité de l'eau après le traitement.

— Les normes devront indiquer la nécessité de planifier les points de prise appropriés pour l'installation de prises d'échantillons qui permettent le contrôle des eaux aux secteurs depuis la captation, le pompage, la station de traitement, les dépôts et le réseau de distribution.

— Il faudra tenir compte de la qualité exigée pour les substances qui peuvent être utilisées pour les processus de traitement, devant apparaître la liste des suppléments autorisés.

— Il faudra indiquer les aspects de protection et les formalités hygiéniques-sanitaires des captations, des dépôts et des stations de traitement. De la même façon, on fixera les conditions pour les réparations et pour les nettoyages de conduits et leur entrée en fonction après avoir effectué les opérations nécessaires.

— Il faudra fixer les conditions hygiéniques-sanitaires exigibles auprès du personnel en contact direct ou indirect avec les eaux d'approvisionnement.

— Il faudra établir les conditions de contrôle pour la première qualification de la qualité de l'eau et sa révision périodique.

Ce dernier point est considéré fondamental, c'est pourquoi nous précisons les comportements suivants:

1. La périodicité et le nombre minimum de prises d'échantillons à la sortie de chaque installation de traitement et avant son entrée dans le système de distribution.

2. La périodicité et le nombre minimum de prises d'échantillons du système de distribution.

La distribution des points ou des stations d'échantillonnage tout au long du réseau, ayant une planification conforme aux caractéristiques de ce dernier.

3. Etablissement de modèles d'analyse pour le contrôle analytique de la potabilité des eaux distribuées ainsi que la planification de celles-ci réalisée en classes et en temps, conformément à la ville approvisionnée.

4. Traitement statistique pour l'interprétation et l'appréciation des résultats, principalement en ce qui concerne les analyses microbiologiques, que nous pouvons déduire de la recommandation suivante:

1) Au cours de l'année, 95% des échantillons ne doivent contenir une seule bactérie coliforme en cent (100) millilitres d'eau.

2) Aucun échantillon ne doit contenir des coliformes fécaux dans cent (100) millilitres d'eau.

3) Aucun échantillon doit contenir plus de dix (10) bactéries coliformes en cent (100) millilitres d'eau.

4) Il ne peut y avoir en aucun cas, des bactéries coliformes en cent (100) millilitres d'eau.

Si les colonies coliformes dépassent en un seul échantillon les valeurs antérieurement citées, il faudra immédiatement recueillir, tous les jours, des échantillons, au même point d'échantillonnage, et les examiner jusqu'à ce que les résultats obtenus, au moins, en deux échantillons consécutifs, mettent en évidence que la qualité de l'eau se trouve de nouveau dans le cadre des normes de potabilité.

La découverte à plusieurs reprises d'un nombre de bactéries coliformes compris entre 1 et 10, dans cent (100) millilitres d'eau ou l'observation en échantillons isolés d'un nombre plus élevé indique qu'un facteur polluant ou des circonstances locales du réseau ont agi sur l'eau, et il faudra adopter immédiatement les mesures nécessaires pour découvrir et supprimer la cause de la pollution.

Les compagnies d'approvisionnement de l'eau sont responsables du respect des conditions de la réglementation dans le cycle complet de captation, de traitement, de distribution de ces eaux, tout au long du réseau jusqu'au branchement chez le consommateur.

A partir de ce point, l'installateur et/ou l'utilisateur éventuellement en sera responsable.

6. Appréciation

Le contrôle approprié de la qualité des eaux représente un coût élevé, mais c'est le prix qu'il faut payer comme contre-valeur du développement de nos villes et de leur garantie sanitaire. Maintenir un niveau de qualité de vie est une opération nécessaire mais coûteuse.

AUSTRIA

Dr F. Schöller

In Austria regular checking of the water quality is compulsory for all public drinking water plants according to law relating to water (WRG 1959).

The ONI (Austrian Standardization Organisation) has put up guidelines for drinking water quality by editing two standards, one dealing with the requirements for properties of drinking water quality (ÖNORM M 6250), the other with the control of the quality of drinking water (ÖNORM M 6251). Both standards are to be considered as recommendations and targets, and, although they are not law they are used, in practice, by experts as well as by officials as a basis for their expertise and their decisions.

These standards comprise chemical and physical as well as

bacteriological and radiological criteria of drinking water quality, considering not only the hygienic interests but the technical aspects as well (e.g. corrosion, formation of deposits).

Among the relevant chemical substances two main groups may be distinguished, one not being noxious to health, the other supposed to endanger health. The first main group is composed of pH-value, calcium, magnesium, sodium, potassium, iron, manganese, chloride, phosphate, oxygen, organic desirable levels. All these substances are of great importance to the economic aspect of maintaining good water quality.

Within the second main group various constituents are dealt with and according to their hygienic importance desirable and permissible

levels are presented in the standards. The first category consists of ammonia, nitrite, nitrate, sulfate, oxidizability (in terms of potassium permanganate demand). The second category consists of heavy metals like lead, cadmium, chromium, copper, mercury, silver, zinc, arsenic, barium, boron, cyanide and fluoride, also called anthropogenic substances, because their presence in water is mainly due to manipulation by man. A further group dealt with by the standard includes chemicals used for water treatment (chlorine, ozone, aluminium).

Bacteriologically, treated and untreated drinking water are distinguished. In both cases permissible levels are compulsory for any micro-organism indicating faecal contamination. Desirable levels are required for revivable micro-organisms in drinking water enumerated by colony count at 20°C and 37°C.

In the standard dealing with the control of the quality of drinking water mainly problems of drawing samples are discussed. It is laid down where to draw samples, to pay regard to the water source as well as to the supplying network, and the importance of its end lines is stressed. It is pointed out that the minimum number of sampling stations is depending on the number of inhabitants supplied.

According to Austrian Standardization Law, all the desirable and permissible levels have to be checked every two years. To settle the conditions of drinking water quality by standard is advantageous to that by law, because standards can be brought up to date much quicker and with less complications.

In Austria big water plants have problems regarding rather technical aspects, where as small plants are liable to bacteriological contamination.

BELGIUM

dr. W. van Craenenbroeck

1. Drinking water standards

In Belgium, the law sets quality standards, which are to be met by drinking water. The Royal Decree of 6.5.1966 gives limiting values which may not be exceeded for 21 quality parameters; otherwise the water is declared non potable. The limiting values are based on Belgian practice, not on international standards.

Under normal circumstances no difficulties are encountered as far as achievement of standards is concerned. After works on transport or distribution pipes however some quality parameters values, such as the iron and manganese content, may exceed temporarily the standards laid down by the law. To overcome this inevitable problem, a transition period should be allowed during which a lapse from certain standards may be authorized.

Although only the Belgian legislation is decisive, more and more use has been made of the WHO-recommendations of 1972, as far as the bacteriological investigation of drinking water is concerned, and of the EEC-Directive 80/778 as far as standards setting is concerned.

Whereas the Belgian law is overruled by daily practice, the Belgian National Association of Water Supply Services has made proposals to the competent authorities to meet the cited difficulties. These proposals take the form of a draft of Royal Decree, based upon the EEC-Directive 80/778. But even EEC-Directives are not free from creating problems either:

1. While setting standards, too little attention was paid to the reality of water works practice and water chemistry. For example:

— In Directive 75/440 (Surface water to be used for drinking water purposes), a limit of 1 µg/l is set to the phenol content, though no analytical method is able at present to give sufficiently accurate results at this level.

— According to Directive 80/778, the nitrite concentration of drinking water may not exceed 0,1 mg/l, while the ammonia concentration may be as high as 0,5 mg/l.

— The standard for potassium, i.e. 12 mg/l, cannot be met by a significant part of Belgian drinking water. The reason for such a low limiting value is rather obscure, since there are no toxicological grounds.

2. It is felt necessary to formulate standards as percentile values, which may be exceeded under certain well defined conditions. The reason is obvious. Since maintenance of high chlorine residuals all over the distribution system is not common practice in Europe, a small number of samples, say 2-3% appears to contain coliforms. Real pollutions excepted, the tests are negative on repeated sampling. The Belgian law nor the EEC-Directive 80/778 deal with this problem, mostly caused by externally contaminated hydrants.

2. Raw water quality

Although the water supply services, according to Belgian law, are bound to deliver potable water, meeting certain standards, the raw water—surface as well as ground water—at present is not protected by any law.

In case of surface water, the EEC made up for this lack by publishing first Directive 75/440 and later on of Directive 79/869 (analytical methods and sampling frequency), but at this moment, none of these texts has been implemented in Belgium.

The reason for this delay is, that Belgian National authorities consider the Directive as a tool, not for improving the quality of surface water in order to secure the production of drinking water—as was the purpose of the Directive—but for regulating the water intake and treatment in function of existing raw water quality. The Belgian National Association of Water Supply Services, demands that the purpose of the Directive be respected. To support this view, a draft of Royal Decree was submitted to the authorities in 1978.

DENMARK

Janne Forslund, M.Sc. (Chemistry), Ministry of the Environment

1. General introduction

As the water supply in Denmark is based mainly upon groundwater (1981 approximately 98%) the quality of the water depends upon the soil-layers and the pollution resulting from various uses of the land (agriculture, land disposals). As Denmark is a land of many islands and in the earlier times raised from the sea, salt infiltration from the sea and from salt ground water limits the fresh water resources and their quality.

2. Use of water quality standards

Based upon the EEC drinking water directive, Denmark has set up its own water quality standard in a statutory order. Some of the parameters in the Danish standard have a lower maximum admissible limit than required in the directive. At the same time Denmark has used the possibility of derogations from the directive based upon the geological circumstances.

The parameters in the Danish standard have normally both a guide limit and a maximum admissible limit. Two of the parameters have a guide limit only.

The limits in the standards apply to the water quality at the consumers tap. But as a result of the Danish procedure of sampling

for bacteriological examination, the bacteriological standard mostly applies to the water quality in the distribution system.

3. Achievement of standards

As the requirements related to the standard have only been in force for about a year, a complete survey of the number of the waterworks not achieving standards is not yet available. The Ministry of the Environment has the impression that the waterworks in the larger cities can easily achieve the standards. But in some areas near the coast with scarce water resources salt can be a problem. In some areas with sandy soil it is difficult to achieve the maximum acceptable limit for nitrates of 50 mg/l. Normal nitrate content of water in those areas is 60-100 mg/l.

In planning water quality plays an important role in the choice of the future structure of water supply. So waterworks not achieving the standard are asked to alter their treatment. If the problem is high salt or nitrate content, other resources must be chosen, or waterworks with acceptable water quality must take over the supply.

4. Adequacy of standards

The Danish standard has only been used for about a year, and there is no reason to think that the standard is not adequate. Before we got

our own standard based on the EEC drinking water directive, water quality was judged by WHO standards. There have been no special problems using such an international standard. Denmark appreciates the work of the WHO in relation to drinking water standards, and has sponsored the activities of WHO to revise the old standards and make a new Guideline for drinking water.

5. Water quality problems

As far as the Ministry of the Environment knows there will be no national difficulties in achieving standards arising from infectious or parasitic diseases.

Until now only few problems for the water industry arise from industrial pollution, and they are due to old landfills with chemical waste. The Danish system of collecting and disposing of chemical waste has operated for six years only, and therefore this type of pollution risk is expected to present problems in the next 20 years or more.

The national priority for the research relating to drinking water quality is:

Methods to prevent groundwater pollution from agriculture, sewage and landfills.
Improvement of water treatment to minimize the content of organics.

6. Assessment of most acute problems

In relation to groundwater protection Denmark finds an urgent need to map all old land disposal sites and identify possible deposits of chemical waste in those sites and in different chemical industrial areas. Such a mapping started last year and will continue for at least another year for investigation of the about 4000 disposal sites that have been found already.

The use of alternative energy sources (solar and geothermal from upper soil layers and groundwater) may influence the quality of the water-resources and the drinking water quality. Spillage of heat transfer-liquids: freons, oils, glycols, alcohols present a new risk for our drinking water. To minimize such risk provisions concerning construction are going to be laid down in statutory orders.

FINLAND

Leena Hiisvirta, M.Sc.(Eng), National Board of Health and Asko Kauppila, M.Sc., the Association of Finnish Cities, Helsinki

1. Use of water quality standards

1.1 The official drinking water standards applied are issued by the National Board of Health in 1980 (the former ones in 1967 and 1971) based on the Public Health Act (1967). There are not any authorized criteria for raw water quality, but the Association of Finnish Cities has published recommendations for raw water quality of water works (1970).

1.2 The quality standards concerning properties that affect human health are minimum legal requirements. The others are recommendations for the aesthetic and technical quality of water.

The maximum concentrations for toxic substances (Appendix, table 1) are mandatory. Using of water is not allowed if the maximum concentration is exceeded. The second group's substances (Appendix, table 2) with health effects have two limits. Exceeding the first limit requires measures for improvement in the situation. Exceeding the second limit means that the water is not suitable for drinking water. Slight excesses can be permitted for some special reasons. The recommendations are aims for the water treatment in water works (Appendix, table 3).

1.3 The standards are applied at the customer's tap.

2. Achievement of standards

2.1 In 1979 82% of the surface water works and 66% of the ground water works met the standards (from the year 1971). The number of surface water works in statistics was 125 and of ground water works 579.

2.2 The plans to improve water quality envisage:

- 1) using better raw water sources by increasing the utilization of ground waters and
- 2) using more advanced treatment methods.

In the next ten years the aim will be to diminish the harmful effects of organic material in surface waters and to minimize the corrosive effect of ground waters.

3. Adequacy of standards

3.1 Our standards are new and stricter than the former ones. Some water works have problems in meeting them. However, no plans to change them exist now.

3.2 International standards are not applicable to all countries with different raw water types and different special problems. They work as a good basis for creating the national standards where the special characteristics of waters can be taken into consideration.

4. Water quality problems

4.1 Infections or parasitic diseases have little significance in problems of meeting the standards. The occurrence of hygiene indicator organisms in drinking water is mostly the result of accidental spillages etc.

The main problem in meeting the standards as regards surface waters is high natural organic content. Industrial pollution, mainly

caused by the wood processing industry, increases the amount of organic material in raw waters.

4.2 Clarification by flotation instead of sedimentation is more and more widely used in surface water treatment in Finland. The investment costs are remarkably lower compared to sedimentation. The method is particularly applicable to raw waters with high organic content (and high degree of eutrophication) and with low content of solid, settleable material.

4.3 The problems caused by the organic material (humus, algal growth etc.) have priority in our research work. Development of water treatment and disinfection processes to form less organic chlorine compounds is in progress.

5. Assessment of most acute problems

- organic material and its harmful effects
- corrosion prevention
- quality criteria for raw water
- aftergrowth in water distribution system
- removing of fluorine (in some areas there is high natural F-concentration)
- quality requirements for treatment chemicals
- quality requirements for armatures and tubes.

Appendix

Table 1. The maximum permissible concentrations of some toxic substances in drinking water

Substance	Max. permissible conc.
Arsenic As mg/l	0,05
Mercury Hg mg/l	0,002
Cadmium Cd mg/l	0,005
Chrome VI Cr mg/l	0,05
Lead Pb mg/l	0,05
Cyanide CN mg/l	0,05

Table 2. The maximum permissible concentrations of some commonly occurring substances with harmful effects for human health

Substance	Limits mg/l
Fluoride F mg/l	1,5 3,0
Nitrate NO ₃ mg/l	30 50
Nitrite NO ₂ mg/l	0,2 1,0

Table 3. Recommendations for the quality of drinking water

Substance or property		Max. desirable cons.	
Aluminium	Al	mg/l	0,3
Ammonia	NH ₄	mg/l	0,5
Chloride	Cl	mg/l	100
Copper	Cu	mg/l	0,3
Manganese	Mn	mg/l	0,1
Iron	Fe	mg/l	0,3
Zinc	Zn	mg/l	1,0
Anionic detergents		mg/l	0,2
Mineral oils		mg/l	0,05
Permanganate number	KMnO ₄	mg/l	15
pH			7,0-8,0
Turbidity	FTU		1
Colour	Pt	mg/l	15
Taste and odour			No obtainable taste or odour

FRANCE

M. Y. Retkowsky

1. Utilisation de normes de qualité de l'eau

La législation française en matière de qualité de l'eau n'est pas nouvelle, qu'il s'agisse des critères de qualité, des modalités de contrôle, des produits chimiques mis en oeuvre dans les techniques de traitement, ou des mesures de protection des points de prélèvement d'eau destinée à l'alimentation des collectivités humaines (cf. annexe 1).

Elle a évolué dans le sens d'une sévérité croissante, le stade le plus récent de cette évolution étant l'adoption des Directives des Communautés Européennes du 16 Juin 1975, du 9 Octobre 1979, et du 15 Juillet 1980. Le Ministère de la Santé et de la Sécurité Sociale a annoncé à ce titre que les dispositions de la Directive du 15 Juillet 1980 seront reprises, après consultation du Conseil Supérieur d'Hygiène de France, dans les textes réglementaires applicables aux eaux destinées à la consommation humaine et dont la révision a été engagée par l'Administration.

Alors que les normes antérieures ne prévoyaient que des concentrations limites à ne pas dépasser, les nouvelles normes européennes prévoient, pour la plupart des paramètres, des concentrations maximales admissibles et/ou des valeurs guides (cf. annexe 2). Si les concentrations maximales admissibles sont par définition des valeurs à ne pas dépasser, en revanche, les valeurs guides constituent des objectifs à atteindre à terme; en ce sens elles seront génératrices de progrès.

La prise en compte de ces normes se fait:

- au droit de la prise d'eau en ce qui concerne les eaux superficielles destinées à la production d'eau potable.
- au point de mise à la disposition de l'utilisateur en ce qui concerne l'eau d'alimentation. A noter que la responsabilité des distributeurs d'eau s'arrête, quant à elle, au niveau du compteur de première prise.

2. Respect des normes

En réponse aux problèmes de pollution croissante des eaux superficielles, des plans de dépollution ont été établis et engagés au cours de la dernière décennie. Ces plans sont basés sur une politique d'objectifs de qualité qui classent les eaux selon leur usage: les eaux à vocation piscicole, les eaux destinées à la baignade et les eaux destinées à l'alimentation en eau potable. Les résultats de cette politique se traduisent d'ores et déjà par une stabilisation du processus de dégradation des eaux. A ce titre, les premières campagnes d'analyses d'eaux superficielles destinées à la production d'eau potable, effectuées pour le compte des distributeurs d'eau et des pouvoirs publics, ont montré, notamment dans les grandes zones urbanisées que les valeurs impératives de la directive européenne étaient généralement respectées. En revanche, ces mêmes campagnes ont montré que les valeurs guides étaient fréquemment dépassées; si les efforts sont poursuivis on devrait cependant s'en rapprocher dans les prochaines années.

Les eaux potables font, quant à elles, l'objet d'un contrôle* à deux niveaux:

- par le producteur d'eau, qui est tenu de s'assurer que l'eau qu'il offre au public est propre à la consommation,
- par les pouvoirs publics, et notamment les Directions Départementales des Affaires Sanitaires et Sociales, qui à tout moment et au moins trois fois par an peuvent s'assurer que l'eau présente la qualité requise.

On ne constate généralement pas de dépassement des normes. Il

*A noter que ce contrôle ne porte pas d'une manière systématique sur la totalité des paramètres pris en compte dans les normes.

existe bien évidemment quelques cas spécifiques: problèmes de nitrates dans les eaux d'origine souterraine, et mauvais goûts dans les eaux d'origine superficielle. La vulnérabilité de ces dernières, nécessite cependant un traitement de plus en plus performant. Ces dernières années, les recherches dans ce domaine ont été intensifiées. Les premiers résultats qui s'en dégagent permettent d'envisager pour les prochaines années et dans les zones fortement urbanisées:

- la réduction des taux d'haloformes due au report de la chloration au point de rupture en fin de traitement.
- une meilleure élimination des matières organiques due à la mise en place de la filtration sur charbon actif ou de la séquence ozone-filtration sur charbon actif, dans les usines.

3. Adéquation des normes

Les normes actuelles, établies par la Communauté Européenne, sont bien adaptées aux pays dits 'tempérés' et par conséquent au cas de la France. Cependant, il est à souligner que pour des raisons analytiques, l'application des directives est difficile, voire impossible pour certains paramètres tels les phénols. De plus, elles ne peuvent être considérées comme satisfaisantes que si elles conservent un caractère évolutif, permettant, d'une part d'intégrer facilement de nouveaux paramètres globaux ou spécifiques et, d'autre part, d'adapter les concentrations dont ils sont affectés à l'évolution des connaissances. A ce titre, les normes européennes prévoient une révision des valeurs des paramètres en tant que de besoin.

4. Problèmes de qualité de l'eau

Les maladies infectieuses et parasitaires ne constituent pas, en France, un obstacle à la production d'une eau conforme aux normes.

En revanche, les effets de la pollution industrielle ou agricole se font sentir au niveau de certains paramètres:

- Matières organiques
- Micropollution organique
- Pollution azotée (ammonium, nitrates)

Consécutivement à la dégradation de la qualité des eaux et à la sévérité croissante des normes, les procédés de traitement se sont donc de plus en plus sophistiqués au fil du temps en faisant notamment appel à des doses croissantes de produits chimiques.

De plus, les exigences de sécurité, notamment en raison des pollutions accidentelles des ressources en eau, ont nécessité des investissements, non productifs, importants.

Par ailleurs, si grâce à l'évolution de la technologie les dépenses d'entretien et de personnel se sont amenuisées, les dépenses d'énergie se sont accrues avec la crise énergétique.

Globalement donc, le coût de production de l'eau a augmenté de manière significative.

5. Les problèmes à traiter en priorité

L'amélioration de la qualité de l'eau s'axe actuellement en priorité vers l'élimination des matières organiques, et plus particulièrement vers:

- l'évaluation des effets des matières organiques sur la santé et sur l'évolution de la qualité de l'eau dans les réseaux de distribution
- la mise au point de méthodes de mesure de cette pollution (Carbone Organique Assimilable, tests de toxicité)
- la recherche des moyens permettant une élimination accrue des matières organiques.

Ceci devrait se traduire, à terme, par l'intégration dans les normes de nouveaux paramètres spécifiques ou globaux et dotés de valeurs limites.

GERMANY

Dr K. Eberhard Oehler, Stuttgart

1. Use of water quality standards

1.1 What official standards are applied?

Up to now in the Federal Republic of Germany a universal Drinking Water Act including all water quality parameters does not exist. The Foodstuff Law (1) has to be applied to drinking water. This law does not contain immediate water quality standards. By virtue of this law the Order on Drinking Water Preparation (2) has been issued, which, however, only concerns the use of auxiliary substances. The maximum concentrations mentioned there are only valid, if the respective auxiliary substances have been used. The Federal Law on Epidemic Diseases (Bundesseuchengesetz) (3) only deals with infectious diseases. On account of the possibility of the transmission of infectious diseases via drinking water, the latter is included in the law. Because of this law the Order Concerning Drinking Water (4) was issued, including limits for bacterial counts and for the concentration of 12 chemical substances, which are known to be able to exert toxic effects on man. The Order Concerning Radiological Protection (5) contains limits for the ingestion of radionuclides. The Order on General Clauses for Water Supply (6) deals with the contract between the water works and the consumers. With regard to water quality this order relates to the recognized code of practice. The German standard DIN 2000 (7) contains guidelines for water quality requirements. But the requirements on water quality are described only generally, giving only a few definite guide values. The German standard DIN 1988 (8) deals with drinking water installation on properties, and basically its regulations are that the installations have to be carried out in such a manner, that the water quality does not worsen in the house installation, and especially that the water in the distribution system is not deteriorated by back-flow. The German standard DIN 50930 (9) contains technical regulations to avoid corrosion of those installation parts which come into contact with drinking water. The Order on Food Irradiation (10) permits the UV-irradiation of drinking water without giving any further quality parameters. In the Federal Republic of Germany there exists a committee of the German Technical and Scientific Association on Gas and Water (DVGW), which is working on requirements for water quality. A guideline is in preparation (11). The European Directive Relating to the Quality of Water for Human Consumption (12) prescribes, that matching national regulations must be put in force within two years (i.e. 1982); within 5 years (i.e. 1985) the drinking water quality must correspond to the European directive. Thus according to this directive an amendment of the orders (2) and (4) is in preparation at the present.

1.2 To what extent are the standards minimum legal requirements or general aims?

The legal orders (2), (4) and (5) contain limits as legal requirements. Beyond this (4) contains guide values for total bacteria counts and for coliforms. The German standards (7), (8), and (9) are codes of practice and contain only guide values.

1.3 Which parameters are mandatory and which are recommendations?

See table.

1.4 To which point in the supply system do the standards apply: at the supply works, in the distribution system or at the consumers' tap?

Generally the quality standards apply up to the point of delivery, that means the water meter, since there the immediate responsibility of the water works ends. Relating to the total bacteria count, (4) contains guide values to be applied to the final treatment stage and guide values for the water supply network. In the same order there is a limit for the minimum chlorine concentration at the final treatment stage.

2. Achievement of standards

2.1 To what extent are the standards achieved?

The listed standards and laws and orders have been achieved.

2.2 Are there plans to improve water quality? What improvement is foreseen in the next ten years?

Primarily an improvement of water quality is being aimed at in regard to organic chlorine compounds. Recently a lot of work has been done in this field. Above all great efforts have been made to reclaim surface waters and maintain water quality as a source of raw water. Here comprehensive legislation also exists, which at present is being adapted to the European directives. (Raw water quality standards have not been recorded in this report.) At some localities high nitrate concentrations cause problems, which now and then can be overcome by blending or substituting with water from a long distance water supply system.

3. Adequacy of standards

3.1 Are the present standards felt to be satisfactory? If not, in what respect is it desired to change them?

The limits and guide values existing up to now are surely not sufficient to characterize clean drinking water; of course it is controversial whether this would be necessary or not. Essentially there are only limits for parameters of hygienic relevance.

3.2 Are international standards (for example WHO, EEC, ...) adequate for national use?

Up to now the WHO values have been used unofficially. The EEC-values must be introduced. Their acceptance is in preparation.

4. Water quality problems

4.1 To what extent do national difficulties in achieving standards arise from infectious or parasitic diseases or from industrial pollution?

At all water works it is now possible to comply with the limiting values. The water treatment has to be determined by the raw water conditions. After the EEC-parameters come in force some problems will arise with nitrates at some water works processing ground water.

4.2 Are there any new methods in use which reduce the cost of providing adequate water quality?

The German Technical and Scientific Association on Gas and Water

Table 1. Water quality limits and guide levels in the Federal Republic of Germany

	Limit (Grenzwert)	Guide level (Richtwert)
1. Order concerning drinking water (Trinkwasser-Verordnung) (4)		
Arsenic (As, mg/l)	0,04	
Cadmium (Cd, mg/l)	0,006	
Chromium (Cr, mg/l)	0,05	
Cyanide (CN, mg/l)	0,05	
Fluoride (F, mg/l)	1,5	
Lead (Pb, mg/l)	0,04	
Mercury (Hg, mg/l)	0,004	
Nitrate (NO ₃ , mg/l)	90	
Selenium (Se, mg/l)	0,008	
Sulfate (SO ₄ , mg/l)	240 ¹	
Zinc (Zn, mg/l)	2	
Polycyclic aromatic hydrocarbons (mg/l)	0,00025	
Free chlorine (Cl ₂ , mg/l)	0,1 min. ²	
Escherichia coli, not present in ml	100	
Coliform count, not present in ml		100
Plate count (per ml)		100
Plate count after water treatment		20
Plate count (water from storing tanks, on ships etc.)		1000
2. Order on drinking water preparation (Trinkwasser-Aufbereitungs-Verordnung) ²		
These limits are only valid if the resp. substances have been used in water treatment		
Chlorine (Cl ₂ , mg/l)	0,3	
Chlorine (Cl ₂ , mg/l) temporary in exceptional cases	0,6	
Ammonia (NH ₄ , mg/l)	0,6	
Phosphate (PO ₄ , mg/l)	6,7	
Silver (Ag, mg/l)	0,1	
pH-value	8,5	
pH-value in soft waters	9,5	
Iron (Fe, mg/l)	0,2	
Manganese (Mn, mg/l)	0,1	
Aluminium (Al, mg/l)	0,2 ³	
Sulfur dioxide (SO ₂ , mg/l)	5	
Thiosulfate (S ₂ O ₃ , mg/l)	0,5	
Clay, activated carbon	0,5	
3. DIN 2000 (7)		
Temperature (°C)		5-15
Turbidity		clear
Colour		colourless
Odour		odourless
Taste		unobjectionable
Nitrate (NO ₃ , mg/l)		50

- 1 Exception: water from underground containing calcium sulfate
 2 Only, if the water has been disinfected by chlorine
 3 Exclusive natural Al-content of the water

(DVGW) has initiated a research programme 'New Technologies in Water Treatment', supported by the member waterworks and sponsored by the Federal Ministry of Research and Technology.

4.3 What is the national priority of research relating to water quality?

The main emphasis of this research programme lies in e.g.: the improvement of the storage of raw water in natural reservoirs; the improvement of water procurement including the enrichment of ground water by means of technical and computer-aided measures; the avoidance of undesired biological growth by the elimination of nutrients from the water; the elimination of ammonia nitrogen; the

optimisation of the drinking water treatment by means of engineering and process control technology; investigation of the behaviour of bacteria, viruses, and definite chemical contaminants in the underground.

5. Assessment of most acute problems

Very different and varied problems exist locally. At individual places difficulties may arise with organic chlorine compounds, with nitrates, and with sulfates. In regard to surface waters attempts are being made to reduce the content of organic matter in view of the formation of trihalomethanes.

JAPAN

Dr Katsumi Yamamura, Director General, Water Supply and Environmental Sanitation Department, Ministry of Health and Welfare

Statement

Waterworks in Japan have been constructed very rapidly especially in the last two decades and the number of people served by modern water supply systems has also increased very much, rising to 91% of total population at the end of March 1980.

However, in recent years, along with the progress of water pollution, the problem of drinking water quality has become complex. So water quality management in waterworks which secures the safety of drinking water has become more and more important.

In Japan, it is a fundamental requirement of management of drinking water quality that water supplied must meet the quality standards prescribed by the Waterworks Law. Quality limits are set for about 26 substances and items as drinking water standards with the following purpose: protection of human health, exclusion of hindrance when the water is used for domestic purpose, and protection of facilities in waterworks.

When the water quality standards are established, technical level of water treatment, water quality monitoring, etc. are considered. And institutionally, the standards are set based on the conclusion of investigation by the Expert Committee on Drinking Water Quality, a subcommittee of the Living Environment Committee which is an advisory body to the Minister of Health and Welfare.

The drinking water standards prescribed by the Waterworks Law control the quality of water put into supply. Pursuant to the Law tap water must meet the standards at any time. And the Waterworks Law imposes a duty on waterworks undertakings to stop supplying water when water quality exceeds the limits and a threat to human health is anticipated. So waterworks undertakings must examine colour, turbidity and residual chlorine every day, and must examine coliform group, cyanide ion, mercury, cadmium, etc. every month. They also

monitor the raw water quality regarding specified items.

As for the substances which raise problems in limited areas or seasons, or whose harm is recognized but sufficient knowledge to establish the limits are not obtained, the Ministry of Health and Welfare issue tentative limits and administratively makes the waterworks undertakings to monitor them or implement countermeasures. We have tentative limits as to selenium and trihalomethanes etc., though they do not have legal binding power.

In order to fulfil the purpose of water quality management, it is essential to develop analytical techniques of water quality and to apply them to waterworks. For one thing, when the water quality standards were revised in 1978, new analytical methods were adopted, such as, in principle, atomic absorption spectrophotometry for metal ions, spectrophotometry for colorimetric analysis. Moreover, in recent years, gas chromatographs are being introduced to examine trihalomethanes. Automatic continuous analyzers are being introduced for the purpose of automatic control of water purification plants.

Japanese waterworks in the future will confront the following problems in the field of water quality management.

First of all, although the guideline for countermeasures against trihalomethane was laid down in March 1981 and monitoring has been carried out, it will be necessary to investigate control methods of organochemical microsubstances other than trihalomethane hereafter. Secondly, because it is required to improve water quality management of as many as 14,000 small and medium scale waterworks, we must organize the structure to carry out their water quality management cooperatively. Thirdly, since it is essential to secure clean raw water for the improvement of safety of drinking water, we must promote the preservation measures of water quality in public water bodies far more strongly.

NETHERLANDS

Prof. ir. P. L. Knoppert, N.V. Waterwinningbedrijf Brabantse Biesbosch

1. Use of water quality standards

At the time of writing of this report (September 1981) the 'Drinking Water Act' of 6 April 1957 is still in force.

This Act with the related 'Royal Decision on Drinking Water' of 7 June 1960 gives minimum legal requirements for drinking water (see Annex 1).

As the Act delegates much responsibility to the individual water suppliers, the latter, organised in the Netherlands Waterworks Association (VEWIN), have published 'Recommendations' on water quality (see Annex 2), which have been used as water quality requirements in daily practice for many years. The Act and Royal Decision will be revised soon because of obligatory implementation of a number of important EC-Directives (see chapter 3). Consequently the 'Recommendations' will also be revised.

2. Achievement of standards

As a result of an intensive research programme and very high investments in the last decades it can be stated that the standards have been very well achieved in the Netherlands. This notwithstanding a sometimes dramatic deterioration of some important sources.

However a still further improvement of water quality is envisaged in the next ten years.

One of the aims is a further reduction or even total replacement of

chlorine. Much attention will be paid to a further removal of all kinds of macro- and micro-organic compounds and heavy metals in the water. Also a further improvement of taste and odour may be expected.

3. Adequacy of standards

As mentioned in chapter 1 the EC-Directive 'relating to the quality of water intended for human consumption' has to be implemented in the Dutch law.

On basis of this Directive a proposal (dated 10 June 1981) has been drafted for revision of the articles of the 'Royal Decision on Drinking Water', which deal with water quality requirements. The proposed requirements are given in Annex 3. Annex 4 gives the differences between the proposed requirements and the directive.

4. Water quality problems

4.1 National difficulties in achieving standards

During the last years some diseases in small parts of a few supply areas have been reported under exceptional circumstances (e.g. cross connections). More troublesome and alarming is the pollution of surface and ground water with industrial wastes. Recently an increase of polluted ground water wells has happened while in some cases the distribution system was found to be contaminated by diffusion of soil pollutants.

10. Pesticides ⁽²⁾ and related products as well as PCBs and PCTs	
– Substances considered separately	0,0001 mg/l
– Total	0,0005 mg/l
11. Polycyclic aromatic hydrocarbons	0,0002 mg/l ⁽³⁾
12. Total coliforms (MPN)	
– in drinking water at outlets of pumping stations	1/300 ml ⁽⁴⁾
– in the distribution system	1/100 ml ⁽⁴⁾
13. Thermotolerant coliforms (MPN)	
– in drinking water at outlets of pumping stations	1/300 ml ⁽⁴⁾
– in the distribution system	1/100 ml ⁽⁴⁾
14. Fecal streptococci (MPN)	1/100 ml ⁽⁴⁾
15. Sulphite-reducing Clostridia (MPN)	1/100 ml ⁽⁴⁾
B. Minimum requirements for softened water	
16. Calcium + Magnesium	60 mg/l expressed as mg/l Ca ⁺⁺ ⁽⁵⁾
17. Alkalinity	30 mg/l HCO ₃

FOOTNOTES

- Lead concentration in running water after flushing of the part of the pipe under consideration
- Pesticides means among more:
 - insecticides
 - persistent organochlorine compounds
 - organophosphorus compounds
 - carbonates
 - herbicides
 - fungicides
- Herewith the following reference substances should at least be analysed:
 - fluoranthene/benzo 3.A
 - fluoranthene/benzo 11.12
 - fluoranthene/benzo 3.4
 - pyrene/benzo 1.12
 - perylene/indeno (1, 2, 3-cd) pyrene
- In those cases that the maximum admissible concentration is surpassed the observation should be repeated and moreover be analysed for the other microbiological characteristics of this table. If also the new observation surpasses the maximum admissible concentration then the cause should be traced. If necessary measures should be taken.
- mg/l Ca⁺⁺ + 1,66 × mg/l Mg⁺⁺

Table 2.

Maximum admissible concentrations (MAC), which may only be surpassed in situations rising from the nature and structure of the ground in the area from which the supply in question emanates and when there is no danger for public health.

1. Colour	20	mg/l Pt/Co scale
2. Turbidity	10	mg/l SiO ₂ or the corresponding value in formazine – turbidity units
3. Odour measured at 12°C	2	dilution number
Odour measured at 25°C	3	dilution number
4. Taste measured at 12°C	2	dilution number
Taste measured at 25°C	3	dilution number
5. Temperature	25	°C
6. pH		7,0–9,5
7. Sulphates	150	mg/l SO ₄ ⁻
8. Magnesium	50	mg/l Mg ⁺⁺ ⁽¹⁾
9. Sodium	120	mg/l Na ⁺ ⁽²⁾
10. Potassium	12	mg/l K ⁺
11. Aluminium	0,2	mg/l Al
12. Dry residues (at 180°C)	1000	mg/l
13. Nitrates	50	mg/l NO ₃
14. Nitrites	0,1	mg/l NO ₂
15. Ammonium	0,2	mg/l NH ₄
16. Kjeldahl Nitrogen	1	mg/l
17. Oxidizability (KMnO ₄) (in acid medium)	5	mg/l O ₂
18. Hydrogen sulphide		undetectable organoleptically
19. Dissolved or emulsified hydrocarbons (after extraction by petroleum ether); Mineral oils	0,01	mg/l
20. Phenol index	0,0005	mg/l C ₆ H ₅ OH
21. Surfactants (reacting with methylene blue)	0,2	mg/l Lauryl Sulphate
22. Iron	0,2	mg/l Fe
23. Manganese	0,05	mg/l Mn
24. Phosphorus	2	mg/l as P
25. Fluoride	1,1	mg/l F ⁻
26. Silver	0,01	mg/l Ag
27. Barium	0,5	mg/l Ba
28. Aggressivity		The water should not be aggressive

Footnotes

- The responsible authority may permit a surpassing of the value of 150 mg/l SO₄⁻ up to a value of 250 mg/l SO₄⁻. For higher values the responsible authority may only give permission in situations arising from the nature and structure of the ground.
- The responsible authority may permit a surpassing of the value of 120 mg/l Na⁺ up to a value of 150 mg/l Na⁺, whereby the latter value should be considered as a percentile of 80 calculated over a reference period of three years.

Table 3.

Maximum admissible concentrations (MAC), which may only be surpassed if this concentration cannot be required reasonable from the owner of the processing and distribution system, taking into account the raw water quality and the processing and distribution of the drinking water.

1. Conductivity	125	mS/m ⁽¹⁾
2. Chlorides	150	mg/l Cl ⁻ (1)
3. Calcium	150	mg/l Ca ⁽¹⁾
4. Dissolved oxygen	>2	mg/l O ₂ ⁽²⁾
5. Chloroform extractable compounds	1	mg/l dry residue
6. Organochlorine compounds not being pesticides	0,001	mg/l
7. Copper		
—in drinking water at outlets of pumping stations	0,1	mg/l Cu ⁽¹⁾
—in after 16 hours in a galvanised iron pipe	3	mg/l Cu ⁽¹⁾
8. Zinc		
—in drinking water at outlets of pumping stations	0,1	mg/l Zn ⁽¹⁾
—in after 16 hours in a galvanised iron pipe	5	mg/l Zn ⁽¹⁾
9. Suspended solids	1	mg/l ⁽¹⁾
10. Borium	1	mg/l ⁽¹⁾
11. Total bacteria counts at 22°C	100/ml in the distribution system as yearly average	
12. Total bacteria counts at 37°C	10/ml in the distribution system as yearly average	

Footnotes

- For conductivity, chlorides, calcium, copper, zinc suspended solids and borium the MAC-value is only considered to be surpassed if the yearly average value surpasses the mentioned value.
- Contrary to the other parameters for dissolved oxygen a minimum requirement is given.
- These total bacteria counts are meant for a closed pipe system and not for the results of repairs.

Annex 4**DIFFERENCES BETWEEN NATIONAL PROPOSED REQUIREMENTS (see Annex 3) AND THE DIRECTIVE****Table 1A.***Maximum admissible concentrations (MAC)*

	Proposed	Directive
12. Total coliforms (MPN)		
—in drinking water at outlets of pumping stations	1/300 ml	—
—in the distribution system	1/100 ml	1/100 ml
13. Thermotolerant coliforms (MPN)		
—in drinking water at outlets of pumping stations	1/300 ml	—
—in the distribution system	1/100 ml	1/100 ml
15. Sulphite—reducing clostridia (MPN)	1/100 ml	1/20 ml

Table 1B.*Minimum requirements for softened water*

17. Alkalinity	30 mg/l HCO ₃ *	30 mg/l HCO ₃
----------------	----------------------------	--------------------------

*In the explanation of the proposed values a preference for 60 mg/l HCO₃ is expressed with a view on copper corrosion.

Table 2.*Maximum admissible concentration (MAC)*

	Proposed	Directive	
6. pH	7,0–9,5	—	(G.L. 6,5–8,5)
7. Sulphates	150 mg/l SO ₄	250 mg/l SO ₄	
9. Sodium	120 mg/l Na*	175 mg/l Na*	(as from 1984)
		150 mg/l Na*	(as from 1987)
12. Dry residues (at 180°C)	1000 mg/l	1500 mg/l	
15. Ammonium	0,2 mg/l NH ₄	0,5 mg/l NH ₄	
25. Fluoride	1,1 mg/l F ⁻	1,5 mg/l	(8–12°C)
		0,7 mg/l	(25–30°C)
27. Borium	0,5 mg/l Bo	—	(G.L. 0,1 mg/l)

Table 3.*Maximum admissible concentration (MAC)*

	Proposed	Directive	
1. Conductivity	125 mS/m	—	(G.L. 400 mS/m)
2. Chlorides	150 mg/l Cl ⁻	—	(G.L. 25 mg/l)
3. Calcium	150 mg/l Ca	—	(G.L. 100 mg/l)
4. Dissolved oxygen	2 mg/l O ₂	—	
5. Chloroform extractable compounds	1 mg/l dry residue	—	(G.L. 0,1 mg/l)
6. Organochlorine compounds not being pesticides	0,001 mg/l	—	(G.L. 0,001 mg/l)
7. Copper			
—at outlets of pumping stations	0,1 mg/l Cu	—	(G.L. 0,1 mg/l)
—in after 16 h in a galvanised iron pipe	3 mg/l Cu	—	(G.L. 3 mg/l)
8. Zinc			
—at outlets of pumping stations	0,1 mg/l Zn	—	(G.L. 0,1 mg/l Zn)
—in after 16 hours in a galvanised iron pipe	5 mg/l Zn	—	(G.L. 5 mg/l Zn)
9. Suspended solid	1 mg/l	—	(G.L. none)
10. Boron	1 mg/l	—	(G.L. 1 mg/l)
11. Total bacteria counts at 22°C	100/ml	—	(G.L. 100/ml)
12. Total bacteria counts at 37°C	10/ml	—	(G.L. 10/ml)

NORWAY

Haakon Thaulow, Norway Department of Natural Resources, Ministry of Environment*

Use of Water Quality Standards and limit values for potable water in Norway

'Decreases on potable water and Water Supply Works' (1951) are based on 'The Public Health Law' (1860) and 'Law on food control' (1933). The decrees specify some general descriptive standards. On water hygiene: 'Potable water must be safe from a hygienic viewpoint.' Further on physical/chemical conditions: 'The water must be clear, without annoying odour, taste or colour. The local health authority can waive these requirements when local conditions justify so.'

These general standards, however, are not operational. The Ministry of Social Affairs (Directorate of Health) through the National Institute of Public Health has issued operational guidelines for water quality at the consumers' tap. As the word guidelines indicates, the limit values do not have the status of standards, and thus cannot in case of violation be enforced legally.

Water quality guidelines for drinking water at consumers' tap are shown in table 1.

The potable water guidelines formally apply at consumers' tap but quality control takes place after the last stage in the treatment process. The authorities give priority to control of microbiological parameters.

The health authorities also have issued some guidelines for bacteriological judgement of aquifers (table 2).

Achievement of standard/guidelines

Norway has abundant resources of fresh water of generally excellent quality. Of 947 water works registered, supplying more than 1000

persons, 46% have their intake from lakes, 38% from rivers and creeks and only 16% use ground water. The high percentage of surface water gives some problems. Surface waters from forests and mountainous areas with peat in the watershed contain humic substances resulting occasionally in high colour and bad taste. When chlorinating water containing humic substances, close attention is paid to possible problems with the formation of chlorinated organic compounds. Water from other areas often have a low pH-value, which can give corrosion problems and result in dissolution of heavy metals from pipes and sanitary installations.

There are further problems with lakes sources. Some are polluted, and the water is not adequately treated. Use of rivers is regarded as less favourable than lakes, because of increased danger of accidental spills and a larger variation in water quality (erosion, snow-melting). Ground water from sand and gravel deposit is regarded as the most favourable source; rock is only feasible for smaller supplies. Along the coast there are problems with salt intrusion.

It is not possible to quantify the extent to which guidelines are achieved. The situation is very complex. Some water treatment plants satisfy the guidelines most of the year, but have problems during the summer season. Some waterworks do not achieve the standards at all. The situation is a result of many factors.

In general it must be said that technology and treatment processes are not adequate. There are further problems on the institutional side. There is a need to channel larger funds to the water supply sector. Research is also needed.

The authorities in Norway are in the process of giving water supply a higher priority. There is a shift in emphasis from water pollution control to water supply. A parliamentary report on the national water

Table 1. Guidelines for water quality for potable water in Norway

Parameter	General requirements	Special requirements
<i>Microbiological</i>		
Thermostable coliform bacteria	pr. 100 ml	0
Coliform bacteria	pr. 100 ml	<1
<i>Physical</i>		
Colour	mg Pt/l	<15
Turbidity	FTU	<1
Temperature	°C	<10
Odour/taste	—	Not specified
<i>Chemical inorganic</i>		
Aluminium	mg Al/l	—
Ammonium	mg N/l	<0,8
Arsenic	mg As/l	<0,01
Lead	mg Pb/l	<0,05
Boron	mg B/l	<0,3
Fluoride	mg F/l	<1,5
Iron	mg Fe/l	<0,2
Cadmium	mg Cd/l	<0,005
Calcium	mg Ca/l	<35
Carbon dioxide	mg CO ₂ /l	<5
Chloride	mg Cl/l	<100
Copper	mg Cu/l	<0,05
Chromium (VI)	mg Cr/l	<0,05
Mercury	mg Hg/l	<0,0005
Magnesium	mg Mg/l	<10
Manganese	mg Mn/l	<0,1
Nitrate	mg N/l	<2,5
Nitrite	mg N/l	<0,05
Oxygen, dissolved	% saturation	>70
Selenium	mg Se/l	<0,01
Zinc	mg Zn/l	<0,3
Sulfate	mg SO ₄ /l	<100
Acidity	pH	8,0-8,5
Silver	mg Ag/l	<0,05
<i>Chemical, organic</i>		
Cyanide	mg CN/l	<0,01
Phenols	mg C ₆ H ₅ OH/l	<0,001
Lignins	mg/l	<2
Mineral oils	mg/l	<0,001
Permanganate-value	mg KMnO ₄ /l	<15
Tensides	mg/l	<0,1
Pesticides, total	mg/l	<0,01
Organic phosphates and chlorinated hydrocarbons	mg/l	<0,001

*The views expressed in this article are the authors' and do not necessarily reflect those of the Ministry.

Table 2. Guidelines for bacteriological judgement of raw water sources for potable water

		Classification of raw water		
		Satisfactory	Doubtful	Not satisfactory
Coliform bacteria – 100 ml water	Surface water without disinfection	<1	2–300	>30
	Surface water with disinfection, ground water	<1	1–2	>2
Thermostable coliform bacteria/ 100 ml water	Surface water without disinfection	None	–	–
	Surface water with disinfection, ground water	None	–	–
Bacteria count 27°C after 72 h	Surface water without disinfection	<100	100–500	>500
	Surface water with disinfection, ground water	<10	10–100	>100

supply situation will be presented in 1982. A programme dealing with all aspects of the problem (administration, legislation, economy, technology, control, research, etc.) will be launched.

Adequacy of standards/guidelines

There are no immediate plans to change the guidelines for water

quality at consumers' taps. However, the pH-requirement of 8–8,5 is heavily discussed. Discussion on introducing a limit value for sodium is also going on.

An extension of water quality guidelines applying to various aquifers has been proposed. The proposal is a part of a more complete system for description and classification of water quality and specific uses. The framework for the proposal is shown in table 3.

Table 3. System proposed for the evaluation of water quality in aquifers for public water supplies.

Treatment applied	Classification system: water quality guidelines for
<ul style="list-style-type: none"> • No treatment • Physical treatment and disinfection (for ex. microstraining, rapid sand filtration and disinfection) • Physical/chemical treatment and disinfection (for ex. sand filtration, chemical precipitation and disinfection) • Advanced treatment (for example: as above, with additional polishing with activated carbon) 	satisfactory/acceptable/doubtful/not satisfactory

ROUMANIA

Dr ir. Radu Antoniu, Chef de la section 'Protection de la qualité des eaux' de l'Institut de recherches et projets pour la gestion des eaux, Bucarest

1. Utilisation des standards pour la qualité de l'eau

1.1 En Roumanie on emploie à présent pour la qualité de l'eau les types de standards suivants:

- a. standards pour la qualité de l'eau des rivières;
- b. standards pour la qualité de l'eau potable;
- c. standards pour la qualité des eaux usées avant leur évacuation dans les rivières réceptrices.

1.2 Dans les standards mentionnés aux points 1.1 sont formulés des directives pour la qualité des eaux de surface, respectivement des cours d'eau utilisés pour l'alimentation en eau potable, industrielle, pisciculture, agrément et irrigations, pour la qualité de l'eau potable, qui est utilisée par les consommateurs, ainsi que pour les eaux usées, après leur épuration—avant l'évacuation dans les cours d'eau réceptrices.

1.3 Les paramètres de qualité des standards sus-mentionnés sont obligatoires en se référant:

- aux indicateurs du régime d'oxygène;
- aux indicateurs du degré de minéralisation;
- aux indicateurs relatifs aux substances toxiques spécifiques;
- aux indicateurs du chargement bactérien.

1.4 Les standards pour la qualité de l'eau des rivières sont appliqués d'habitude, pour les sections ou les points d'en amont du captage de l'eau, ou de son utilisation dans un certain but, respectivement en tant qu'eau potable pour l'industrie, pour la pisciculture ou les loisirs.

Les standards pour la qualité de l'eau potable sont appliqués en commençant par la sortie de l'eau de la station de traitement et inclusivement jusqu'aux robinets des consommateurs.

Les standards pour la qualité des eaux usées sont appliqués après leur sortie de la station d'épuration et en amont de leur évacuation dans le cours d'eau récepteur.

2. Réalisation des standards

2.1 Les standards mentionnés au point 1 sont réalisés et utilisés dans la pratique courante, et ont un caractère obligatoire pour tous les usagers des eaux.

2.2 Afin de réaliser dans de bonnes conditions les directives de qualité contenues dans les standards, en Roumanie, on rédige périodiquement des plans de gestion de la qualité des eaux pour les grands bassins hydrographiques du pays, avec des directives pour les 5–10 années suivantes.

Dans ce plan on établit les objectifs de qualité pour les eaux de surface et souterraines qui sont employées dans de différents buts, ainsi que pour ceux qui évacuent les eaux usées, afin d'obtenir une qualité adéquate aux différentes utilisations des eaux.

3. Opportunité des standards

3.1 L'actuelle réglementation des standards de qualité des eaux en Roumanie est considérée comme satisfaisante.

Pour l'avenir on considère que l'étape des standards ou des normes pour la qualité de l'eau des rivières, dans leur forme actuelle, à deux, trois, quatre ou même cinq catégories de qualité de l'eau, s'approche de la fin, que ces formes des normes ne peuvent pas représenter une attitude décisive des spécialistes devant le phénomène de pollution de l'environnement, mais une attitude concessive, qui peut mener dans une perspective pas trop éloignée à la dégradation des eaux, l'un des facteurs de base de l'environnement.

Dans cette situation il serait normal et utile d'essayer pour chaque cours d'eau important d'établir son fond naturel qualitatif, non altéré par la pollution, qui puisse représenter la base de référence ou l'étalon de la qualité pour le cours d'eau respectif dans cette action la zone de formation du cours d'eau respectif, en général pas encore altérée par la pollution, est très importante.

Ces zones des cours d'eau, non altérés par la pollution, devraient être gardées et préservées comme tout monument de la nature, toute réserve naturelle, ou ressource naturelle de valeur et élargies par des mesures décisives de lutte contre la pollution.

Le dépassement des valeurs limite des indicateurs de qualité du fond naturel constituerait ainsi le phénomène de pollution de l'eau au sens propre du terme et la tâche des spécialistes dans le domaine de la protection de la qualité des eaux est de revenir aux valeurs d'origines naturelles.

Corrélié à ce qu'on a déjà mentionné, les normes ou les standards pour les effluents, aux valeurs limite d'évacuation, représentent la

voie qui doit être choisie ou le moyen efficace de lutte pour arriver aux valeurs du fond naturel qualitatif des eaux. Pour réaliser cet objectif—de plus en plus les standards ou normes pour les effluents doivent contenir des interdictions totales pour l'évacuation dans les récepteurs de certaines substances nocives—ainsi que des limites de plus en plus sévères pour ce qu'il est admis d'évacuer—en même temps avec les progrès de la technologie industrielle non polluante et avec l'épuration avancée des eaux usées.

En accordant à la lutte contre la pollution—par des restrictions et

interdictions à l'évacuation—une importance majeure et en contrôlant en permanente les effets obtenus dans les eaux de surface aux prévisions pour leur fond naturel qualitatif, on obtient les résultats escomptés.

3.2 Les standards nationaux mentionnés au point 1, sont en général comparables aux standards internationaux similaires, comme par exemple ceux de WHO, EEC, etc.

SOUTH AFRICA

H. J. Best

1. Introduction

Despite having a paucity of natural water resources, South Africa experiences a rapidly increasing water demand for urban, industrial and mining purposes. Consequent increases in the amounts of effluents generated place qualitative burdens on the limited raw water resources.

2. Use of water quality standards

The South African Bureau of Standard's (SABS) Specification for Water for Domestic Supplies¹ is generally being applied by municipalities and regional water undertakings like Water Boards².

The above specification lays down recommended and maximum allowable limits for physical, chemical and bacteriological properties. These limits are all general aims and are mandatory only when potable water is used in the manufacture or processing of foods and beverages which bears the SABS mark.

In the case of municipalities, the requirements of the specification apply at the customer's tap. Water Boards, in their capacity as bulk suppliers of potable water to municipalities, apply the quality requirements throughout bulk distribution systems up to the service reservoirs of individual consumers.

3. Achievement of standards

Technology and expertise are available to produce potable water to specified standards from almost any quality of raw water. The only limiting factors being those of economics and unit costs to the consumer.

The larger and more affluent municipalities and Water Boards maintain specified standards regularly for 96–100% of the time. In some drier parts of the country, salinity and often fluoride levels in raw water sources exceed the maximum allowable limits specified. In respect of these parameters, the standards can consequently not be met by smaller and poorer communities. In these instances, improvement in water quality is being contemplated through import from better quality sources or through desalination of local sources.

In areas suffering higher risks of industrial pollution, the development of treatment processes and technology that would cope with deteriorated raw water quality receive constant attention.

4. Adequacy of standards

Physical, chemical and bacteriological parameters are well covered in the specification. The general contention is however that the specification should be extended to include limits for organic constituents, especially those which are suspected of being carcinogenic.

International standards (WHO standards and others) are adequate for national use in most respects. The upper limits stipulated in these

standards for total dissolved solids, fluorides and in some instances nitrates, would however have to be reviewed in the light of the quality of raw water available in some parts of the country.

5. Water quality problems

No national difficulties exist in achieving standards in respect of infectious or parasitic diseases.

Some problems due to industrial pollution do however occur inter alia in the highly developed Pretoria-Witwatersrand-Vereeniging-Sasolburg complex which is responsible for more than 50% of the GNP and is inhabited by a population of over 5 million. The Rand Water Board is responsible for bulk treatment and supply of water in this area.

More than 30% of water supplied returns as industrial and domestic effluents to the Rand Water Board's major raw water source. Organic pollution and eutrophication of the raw water source compound the Water Board's problems in producing potable water to specified standards.

A major portion of effluent originates from mining activities. These effluents are notorious for high dissolved solids, high sulphate and chloride levels and low pH's. The corrosiveness of receiving waters is adversely affected with subsequent difficulties in stabilisation and treatment.

The basis of pollution control legislation in the country is that the polluter should pay. It is intended to apply this principle more strictly in future in an effort to relieve consumers of the burden of ever increasing treatment costs of potable water.

6. Assessment of the most acute problems

Mineralisation of water resources due to urban development and industrial and agricultural growth, is a primary hazard in respect of water quality. Rapid growth of the organo-chemical industry and increasing use of pesticides in agriculture and industry are further causes for concern.

Economical methods for the bulk desalination of effluents; the establishment of safe limits for organic contaminants in drinking water and the development of simple methods for quantitative determination of low concentrations are considered to be national research priorities.

References

1. South African Bureau of Standards. Specification for water for domestic supplies. SABS 241—1971, UDC 628173: 644, 6, ISBN 0 626001374, RSA 1971.
2. Communications from the City Engineers, Cities of Bloemfontein, East London, Port Elizabeth and Chief Engineers of the Rand Water Board and the Umgeni Water Board.

SPAIN

Jose Roman Sanchez de la Nieta and Aurelio Hernandez Muñoz

1. USE OF WATER QUALITY STANDARDS

In Spain, the quality of the drinking water supply is regulated by the Spanish Food Code, with recent draft of Sanitary Technical Regulations for the supply and control of public drinking water. These regulations have taken into consideration, as pertinent antecedents, the standards of the Spanish Food Code itself and those of the AWWA and the WHO, and standards in force in the European Economic Community. They have been reviewed to adapt them as closely as possible to EEC standards, consistent with the local characteristics of experience and of water quality in Spain.

It can be said that some differences exist with respect to the content of sodium and potassium, chlorides, sulfates, boron, barium, phenols, detergents, nitrogen and hydrocarbons.

The regulations divide the distinguishing characters of water into potable water, sanitarily permissible water and water which is not potable, thus defining the tolerance limits in the usual water characters and in the undesirable and toxic. Establishment of the limits takes in three levels: one indicating water as not potable, a second defining the limits which determine potable water and finally the intermediate zone, where a Committee will establish the possibilities and conditions of use and necessary treatment.

The standards establish the water control and surveillance points, indicating the periodicity and number of samples according to the population of the centres supplied. Likewise, the types of analysis and their periodicity are determined. These analyses are classified as normal and complete.

2. ACHIEVEMENT OF STANDARDS

The standards refer to water quality in surface and ground water impoundments, and to the quality of treated water. These standards are of national application.

At present, and aware that application of the Vollenweider environmental factor leads to overestimation of the specific load received by reservoirs, a pilot study is underway in the Vellón reservoir to evaluate the loads it actually receives and deduce the percentage of reduction of the migration from the watersheds to the reservoir, and determine whether the values obtained can be extrapolated to other watersheds.

For this purpose, gauging stations provided with automatic samplers have been constructed at the inflow to the reservoir of the rivers which feed it. In addition, since 1980 a study has been underway in the watershed of the Guadalix, the principal affluent of the reservoir, in an attempt to determine the self-purification power of the river against the loads of phosphorus and nitrogen supplied by its watershed.

Following the lines of the mentioned theoretical system, a pilot study of nutrient reduction is proceeding with the aim of limiting inflow. The site of the study is an experimental farm of an area of 6,300 m², divided into 35 work areas 60 m in length. Each area has been seeded with different plant species (Populus, Fraxinus, Typha, Phragmites, etc.). The farm is nourished with the effluent of the Guadalix waste filter (120 m³/day throughout the year and about 500 m³/day in summer).

To aid outflow, the solution adopted is to combine high fish production (beneficial effect of eutrophication) with intensive industrial fishing, for which it will be necessary to periodically restock the reservoir with different species, in order to select those capable of

adequate adjustment to the ecosystem and utilizing, naturally, those appropriate for human exploitation. In the fish inventory made in the period July–September 1978, the estimate of existing tench and carp was 150,000 kg. That same year, test restocking was made with royal carp fingerlings. Their subsequent capture revealed extraordinary growth, with weights exceeding 500 gr at the end of the second year.

3. ADEQUACY OF STANDARDS

The standards existing at the time were not satisfactory, being excessively strict in some aspects with the result that in many cases it was impossible to comply with them.

International standards, principally those of the WHO and those of the EEC, are for the most part adaptable to the Spanish situation and consequently have been conditioned to Spanish regulations. The characters in which modification have been introduced are indicated in paragraph 1.

4. WATER QUALITY PROBLEMS

Supply to population centres in Spain is based on a high percentage of surface resources, the water of the numerous reservoirs being trapped in the high zones of the flows.

The problem of the deterioration of water quality lies in the fact that population and industrial expansion generates increasing pollution in the middle and lower watersheds of the flows, and the high zones—thereby affecting the supply reservoirs—face the problem of expanding country urbanization and installations for summer and weekend vacationers which contribute a high nutrient content to the reservoirs which later are used for supply.

Present investigations refer, in relation to water quality, to the elimination of nutrients from water in the reservoir zones.

SWITZERLAND

M. Haesler, docteur en droit, adjoint scientifique près l'Office fédéral de la santé publique, Berne

1. Utilisation des normes de qualité de l'eau

1.1 La Suisse applique les normes fixées dans l'ordonnance du Conseil fédéral du 26 mai 1926 sur les denrées alimentaires (ODA), dans l'ordonnance du Département fédéral de l'intérieur du 9 avril 1975 sur le traitement ou conditionnement de l'eau de boisson (OTE) et dans le Manuel suisse des denrées alimentaires (MDA). Pour les questions non réglementées dans sa propre législation, la Suisse applique les normes du Bureau pour l'Europe de l'Organisation mondiale de la santé (OMS).

1.2 Les normes suisses peuvent être contraignantes ou incitatives. Elles sont contraignantes si elles se fondent sur l'ODA ou l'OTE. Le MDA est quant à lui considéré comme 'règles à suivre pour l'analyse et l'appréciation des denrées'. Pour l'eau, les normes du MDA relatives à des substances toxiques telles que les produits de désinfection (p. ex. le chlore) ou les métaux lourds sont contraignantes, tandis qu'elles sont incitatives pour les composants indésirables sans être à proprement parler toxiques, par exemple la dureté totale, les sulfates ou les nitrates.

1.3 Les paramètres affectés de limite impérative ou de recommandation sont dictés par le caractère 'toxique' ou simplement 'indésirable' des composants.

1.4 Les normes de qualité doivent être prises en compte sur l'ensemble du réseau de distribution, soit du départ de l'adduction jusqu'au robinet du consommateur ou au verre du client, dans un restaurant par exemple, le but final étant évidemment la qualité de l'eau remise au consommateur.

2. Mise en oeuvre des normes

2.1 Conformément au système fédéraliste de notre pays, les normes fédérales sont appliquées par les cantons qui entretiennent à ce sujet des laboratoires spécialement outillés à cet effet. Ces laboratoires sont placés sous la responsabilité d'un chimiste cantonal, titulaire d'un diplôme spécial de chimiste pour les denrées alimentaires.

2.2 Selon les nécessités et les possibilités, les normes sont constamment tenues à jour et adaptées aux données les plus récentes de la science et de la technique.

3. Adéquation des normes

3.1 Les normes de l'ODA et de l'OTE datent de 1975 et sont

actuellement satisfaisantes. Les normes du MDA sont en adaptation constante aux données de la science; elles peuvent de ce fait également être considérées comme satisfaisantes.

3.2 Les normes suisses ont repris et reprennent celles de l'OMS ou des Communautés européennes; dans certains cas, elles sont même plus strictes. C'est ainsi que, par exemple, la teneur maximale en nitrates recommandée par le Bureau européen de l'OMS est de 50 mg/l tandis que le MDA fixe cette norme à 40 mg/l.

4. Problème de la qualité de l'eau

4.1 La lutte contre les maladies transmissibles à l'homme est réglée de façon générale dans la loi fédérale du 18 décembre 1970 contre les épidémies. Selon cette loi, les cantons prennent, sous réserve de circonstances exceptionnelles, les mesures propres à lutter contre les maladies. Les cantons chargent à cet effet un médecin ayant les aptitudes nécessaires (médecin cantonal) de diriger les mesures à prendre. La pollution industrielle, comme toute autre pollution des eaux, ressortit quant à elle à la protection des eaux, en particulier à la loi fédérale du 8 octobre 1971 sur la protection des eaux, l'ordonnance générale relative du 19 juin 1972 et les autres ordonnances et règlements en la matière. Ici également, l'exécution des prescriptions fédérales incombe aux cantons qui ont des organes spécialement formés à cette fin.

4.2 La Suisse étant située pratiquement sur le toit hydrologique de l'Europe, le problème de l'étude de nouvelles méthodes propres à réduire le coût de fourniture d'eau de boisson d'un niveau de qualité adéquat ne s'est pas posé jusqu'à ce jour.

4.3 La plupart des recherches liées à la qualité intrinsèque de l'eau sont entreprises et conduites par l'Institut fédéral pour l'aménagement, l'épuration et la protection des eaux. Le problème qui est d'actualité est celui de la teneur en nitrates; il est l'objet de nombreuses études.

5. Problèmes à traiter en priorité

Aujourd'hui, le principal des problèmes à traiter en priorité est celui de la teneur en nitrates de certaines eaux. Aussi bien le théoricien que le praticien se sont attelés à l'étude des possibilités de dénitrification de l'eau et des essais sont poursuivis dans ce domaine.

Vouloir jouer aux oracles quant aux problèmes que nous réserve l'avenir friserait la présomption et l'outrecuidance et ne nous tenons nullement à franchir ce pas.

W. F. Lester, Director of Scientific Services, Severn-Trent Water Authority

1. Use of water quality standards

1.1 In the UK, the statutory requirement for the quality of water supplied is that it must be wholesome. Wholesome can be defined as tending to promote health, nourishing or beneficial. In practice water is accepted as being wholesome if it is clear, palatable and not injurious to health.

1.2 To date there are no official standards so far as the chemical quality of the water is concerned, though with the coming into force of the EEC Drinking Water Directive in 1985 dealing with the quality of water for human consumption, the Maximum Acceptable Concentrations (MACs) detailed in that Directive will tend to become the legal standards for public water supplied in the UK. The Department of Health and Social Security in their Report 71, lay down standards for the bacteriological quality of water leaving source works and after distribution at the consumer's tap. For the past few years most water supply authorities have used the WHO European Committee standards as the target for the chemical quality of water supplied.

1.3 Both the chemical constituents and bacteriological standards that could adversely affect the health of the consumer have been regarded by water suppliers as being mandatory.

1.4 The responsibility of the water supply authorities ends at the curtilage of each property, though standards for lead or bacteriological standards are of importance at the consumer's tap.

2. Achievement of standards

2.1 Where the chemical constituent of a standard could have an effect on public health, those standards have been achieved. Some WHO standards such as those for iron and manganese have been contravened in some places. The bacteriological standards have also been achieved in almost all cases.

2.2 Plans to improve water during the next ten years include:

- a. More rigorous compliance with bacteriological standards even for the smallest sources and enhanced maintenance of quality in distribution.
- b. Reduction in plumbosolvency.
- c. Lowering of high nitrate levels by blending or abandonment of high nitrate sources.
- d. Use of new schemes for water to improve existing water quality standards as well as meeting demand for new supplies.
- e. If necessary, use of activated carbon and other treatment techniques on river sources for removal of micro-organic compounds.

3. Adequacy of standards

3.1 Present and proposed UK standards and the way they are used are considered to be adequate. Changes may need to be made on the basis of new knowledge, though at the present time some standards would seem to be more stringent than necessary to safeguard the consumer.

3.2 WHO and EEC standards are considered to be more than adequate for national use. Some of the parameters are too restrictive and, if complied with, must of necessity increase costs without giving the consumer any additional benefit.

4. Water quality problems

4.1 The most important water supply quality problem results from a failure to disinfect every water supply but especially those drawn from rivers to which treated sewage effluent has been discharged. There is an ongoing technical problem of ensuring every day of every year disinfection of small water supplies. Parasitic diseases present no problem in the UK and when acute pollution occurs from industry, storage is used to avoid the use of the contaminated water. Mild chronic industrial pollution involving organic compounds is dealt with by using granular carbon in the treatment process.

4.2 Traditional methods only are used to provide a water of adequate quality though there is continuous effort to increase the throughput of treatment plants. All new methods, such as use of activated carbon or ozone as an alternative to chlorine for disinfection, will increase costs.

4.3 National priorities for water research is into ways of meeting the EEC Drinking Water Directive such as reducing the plumbosolvency of some waters, removal of nitrate and organic compounds and disinfection of small water supplies. There is also a need for quantification of the health risk associated with these and other problems.

5. Assessment of most acute problems

Ongoing water quality problems remain the need to:

- a. ensure complete disinfection of all water supplies and the maintenance of that quality in the distribution system and to the consumers' tap.
- b. reduce plumbosolvency.
- c. reduce or remove nitrate
- d. reduce or remove micro-organic pollutants.

Only failure to disinfect water at source and through to the consumers' tap can be said to result in an acute problem. The others remain long term and chronic ones.

S. A. Schubert, D.Sc., G. A. Orlov, M.Sc., L. N. Paskoutskaia, M.Sc., Municipal Water Supply and Water Treatment Research Institute, Moscow

Since 1945 the drinking water quality in the USSR is regulated by government standards (GOST) which are periodically revised and are acting for the whole country. The latest GOST 2874-73 was put into effect on January 1, 1975.

The requirements of these standards are obligatory for all centralised water supply systems, in which all or some part of the water is delivered for domestic needs.

The standards do not extend to water quality in decentralized water supply systems having no distribution pipe network, or upon desalted water. The GOST consists of two sections: (1) hygienic requirements and criteria; and (2) regulations on water quality control.

In all cases drinking water must be epidemiologically safe and have harmless chemical composition and favourable organoleptic properties.

Hygienic regulations include three types of parameters: bacteriological, organoleptic, and those of toxic chemical substances.

Bacteriological parameters consist of total bacterial count, which must not exceed 100 per ml, and the number of B. Coli, which must not be more than 3 per litre.

For chemical substances mainly found in natural water or added to it during treatment the standards specify maximum permissible concentrations (MPC). Among these there are 13 substances with toxic properties and 9 substances with organoleptic ones. Some of them are shown in the following table.

Parameters	MPC mg/l
<i>Toxic substances</i>	
Arsenic	0.05
Nitrates (N)	10.0
Lead	0.1
Selenium	0.001
Fluoride	0.7-1.5 (depending on climatic conditions)
<i>Substances with organoleptic properties</i>	
Dry solids	1.000
Total iron	0.3
Manganese	0.1
Residual Aluminium	0.5
Phosphates (PO ₄)	3.5
Total hardness	7.0 meq/l

MPC of industrial and agricultural pollutants in water must not exceed the norms, established for sources of centralized water supply.*

*At present these norms include MPC of over 600 substances, but, subject to approval by Public Health authorities, local control is usually applied to several substances characteristic for the given water source.

If several toxic chemical substances are simultaneously present in water (excluding fluorine, nitrates and radioactive substances), their synergetic action is accounted for by using the formula

$$\sum \frac{C_i}{C_i} \leq 1,$$

where C_i , C_i = concentration of the i -th substance and its MPC respectively.

Organoleptic parameters have the following limiting values:

Taste and odour — 2 units (on 5-unit scale);
Colour — 20° (Pt-Co scale);
Turbidity — 1.5 mg/l.

For chlorinated water the residual free chlorine concentration must be within 0.3 to 0.5 mg/l after a half-hour contact (or bound chlorine concentration 0.8 to 1.2 mg/l after an hour contact). For ozonated water the residual ozone concentration after a mixing chamber must be within 0.1 to 0.3 mg/l.

Comparison of the GOST with standards of other countries shows that its specific features include:

- MPC for a large number of toxic chemical substances;
- allowance for possible synergetic action of toxic substances by using the formula stated above;
- non-permission to exceed the established limits even for a short time;
- greater allowable values for dry solids concentration and total hardness, which, however, are smaller than those used in the WHO Standards (1500 mg/l and 10 meg/l respectively).

It must be pointed out that, as compared to the standards formerly used in the USSR, GOST 2874-73 contains a number of more strict

requirements, particularly regarding water turbidity (1.5 instead of 2 mg/l), residual aluminium concentration, the number of controlled chemical substances, and control regulations.

In connection with this, great work has been carried out to change over to the new GOST in accordance with special instructions issued in 1974.

Many waterworks found it necessary to improve their treatment and disinfection process or to master new control methods and apparatus while some waterworks had to implement a new treatment technique of sorption using activated carbon and ozone.

A large majority of water utilities have dealt successfully with the problems, and deliver water complying with all requirements of the standards. Some waterworks could not change over to the new GOST in due time and had obtained postponement. Despite this, a study carried out in 1978–1979 revealed that certain waterworks using surface water sources had some parameters deviating from the standards mostly in turbidity and colour, less often in tastes and odours.

At small water utilities with ground water sources of supply there were cases when MPC were exceeded in iron content and total hardness, considerably fewer cases of excessive fluoride content and several cases of excessive nitrate content.

In order to improve drinking water quality all over the country it is required to solve a number of complex problems, the most important of which is to control pollution of certain water sources by organic substances of anthropogenous origin. The solution of this problem lies both in pollution control measures and in implementation of more advanced treatment technique using biological and physico-chemical methods.

Artificial recharge of aquifers

Recharge artificielle des nappes

LIBRARY
Reference Centre
for Community Water Supply

Authors: R. S. Schuurmans,
A. J. Roebert & M. G. M.
den Blanken (Netherlands)
Leading Contributors: K. Wehinger & R. Haider
(Austria)
Contributeurs: G. Dassonville (France)
Principaux: H. Hyden (Sweden)

Ing. R. A. Schuurmans, Ir. A. J. Roebert, Amsterdam Water Works & Ir. M. G. M. den Blanken, K.I.W.A. (Testing and Research Institute of the Netherlands Water Supply Companies)

"THE SECOND LIFE OF AN AQUIFER: ARTIFICIAL RECHARGE"

1. Introduction

Artificial recharge is a much-discussed subject at symposia and in the professional literature. Despite this, the impression is that only a few projects of any size have been implemented. The objectives of infiltration projects vary considerably in terms of content and size. Partly for this reason no uniform concept has emerged of the aims supposed to be achieved by artificial recharge.

Artificial recharge with fresh water has caught the attention of producers of drinking water, but the technique is applied in other contexts as well. In the case of drinking water production, artificial recharge fits in with the preference for groundwater which prevails in that sector. This preference is based on various considerations, such as constant quality, bacteriological reliability and good protection, all of which simplify treatment processes.

With the use of surface water the advantages that may be offered by groundwater are ignored. In developing countries in particular a choice is often made in favour of surface water. This is related to the high cost, in terms of time and money, of geohydrological investigations which are needed before groundwater resources can be exploited. The utilization of surface water on the other hand can be effected relatively simply and quickly with familiar technologies.

Drinking water production often suffers from the disadvantages accompanying surface water. Surface water forms a supply with restrictions in quantitative as well as in qualitative sense.

One might point at the low discharges of rivers during dry seasons, characteristic of arid areas, or the pollution caused by effluents or by accidental discharges, frequently observed in industrialized regions. Under such circumstances drinking water plants must store water to be able to tide over periodic restrictions in the supply of raw water. The storage of water may take place above or underground. Reservoirs above ground take up considerable space, suffer from high evaporation rates and may become very expensive when provisions to prevent subsoil leakages are required.

As demand grows drinking water companies using groundwater are often faced with quantitative restrictions. They may then have to consider using surface water with its inevitable storage problems. But familiar with the use of aquifers and the advantages of groundwater, such companies will prefer underground storage of river water. At this stage artificial recharge has become a necessity.

Natural infiltration has always existed. The transition to artificial infiltration may be a very gradual process

which does not necessarily present particular difficulties. In Chapter II we will therefore pay attention to various kinds and different aspects of projects with artificial recharge and to questions arising from it.

2. Artificial Recharge

The following four elements may be distinguished in the process of artificial recharge: the supply of water, the infiltration of water into the subsoil, the passage through the subsoil and the recovery. The alteration of water quality, as caused for instance by treatment, is not taken into consideration in this context, although it may be looked upon as another element of the process in itself. The four elements mentioned are not equally evident with every type of artificial recharge.

Induced recharge and unintentional infiltrations such as those occurring from irrigation canals may be mentioned as a first category. In such cases the additional infiltration resulting from pumping often takes place spontaneously and will only be recognised as such after some time. A second category concerns small local projects in which the four elements mentioned explicitly play a part: infiltration and passage through the subsoil often serve to improve water quality. These projects may be implemented rather simply and they usually require a limited study.

When artificial recharge is brought up for discussion one usually has relatively large regional projects in mind. This third category of projects is always of a complex nature; long residence times and large storage volumes are important characteristics. These projects are particularly dealt with in this paper. They serve to increase water extraction, to restore the hydrological situation and to increase and use storage.

Despite the above classification it is hard to speak of artificial recharge in terms of technique. The use of the term "technique" presumes that a good description exists containing all the technological aspects of the technique, so that anyone can avail oneself of it and use it for his own case. Artificial recharge is a concept. It is our opinion that nearly every application of artificial recharge is a uniquely designed complex of works and operational rules.

Within the local situation both geological and hydrological aspects play a part of great importance in the application of the concept of artificial recharge. It will be explained by means of examples from Jamaica and The Netherlands that detailed geohydrological knowledge is essential in order to avoid undesirable or unexpected consequences and failure of projects to achieve their intended output.

3. Jamaica

The start of artificial recharge in Jamaica is presented as it illustrates how artificial infiltration may originate in practice and because it also underlines our thesis that a large scale project cannot be implemented if one starts from an aquifer of which the hydrology is unknown. In the case in question a steadily increasing (until 1970) volume of groundwater had been withdrawn from a limestone aquifer near the coast over many years. In places where the limestone is situated on the surface there are many so called sinkholes, in which water may be easily infiltrated.

In 1974 UNDP concluded a 6-year study on, inter alia, the water balances in the South St. Catherine Plain to the west of Kingston, the capital of Jamaica. An extensive hydrogeological investigation had not been carried out. However, an inventory had been made of all available ground water data. In those days the intrusion of salt water was causing severe problems with wells providing water for the irrigation of sugar plantations and for drinking water supplies. Certain areas are known for the intrusion of salt water in local wells. The vertical distribution of fresh and salt water is unknown even today, but the following profile may be drawn schematically.

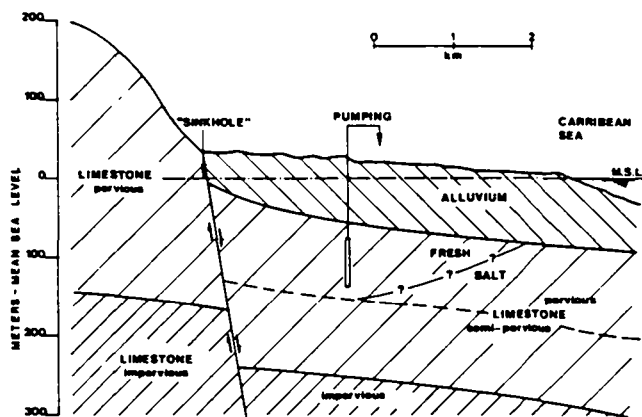


Fig. 1 Tentative cross-section of the St. Catharine Plain - Jamaica.

The net filtration rate appears to be approximately 150 million m³/a, the recovery rate approximately 100 million m³/a. Although the limestone is known to be subject to karst erosion, a clear gradient of groundwater potential has been measured. In a certain part of this 600 km² large limestone aquifer, however, salt water is found further inland. In this area an irrigation system carrying abundant water quantities in the wet season was installed quite some time ago. These superfluous quantities can be used to recharge ground water reserves which can be recovered in the dry season to supplement surface water resources which are scarce then.

Since 1974 one of the larger water undertakings has been engaged in artificial recharge on a pilot scale. From this it appears that it is certainly possible to infiltrate water into the subsoil on a fairly large scale as well. As a simple conclusion it could be stated that artificial recharge may be put into practice without many problems. This is correct as it concerns the introduction of water into the aquifer. But it is not sufficient just to know how the water gets into the subsoil. Various factors, of a technical, economical, social and also emotional nature, play a part. These will be described below. As far as the karst erosion of the aquifer is concerned, the overall picture does not entirely depend on it although this represents an additional complication.

1. The hydrological behaviour of the aquifer needs to be verified with the help of available data. After intensive examination of all existing data a mathematical model is being used in the case at issue.
2. The effect of infiltration on groundwater levels and groundwater flows needs to be determined. For this purpose a pilot infiltration of approximately 2 million m³/year was started as part of the Netherlands development co-operation programme.
3. The investigations mentioned require much time. The time for investigations will be available for some time to come as the present increase in salt water intrusion is limited, partly as a result of the reduced withdrawal (after 1970) of water. Any tangible threat to the water supply will only become a reality after several years. It requires continuous care to keep attention focused on the problem of groundwater resources.
4. It is certain that in the first few years the investigations will require much money and manpower. Apart from the staff who are most directly involved also those in higher echelons will need to remain or to be made aware of the problem.
5. The preservation of the capacity of the aquifer by artificial infiltration will in this case have to be accompanied by an improvement of irrigation efficiency. The water that now runs across plantations ineffectively, in the wet season as well as in the dry season, may also be utilised for infiltration. This will lead to changes in the methods of irrigation.

In the case of the St. Catherine Plain the dangers for water supply and other interests were recognised in time and a start was made with studies on artificial recharge. The small-scale experiments will need to be extended and to be continued at different locations. Thus the application of artificial recharge in different parts of the aquifer will be instrumental in preserving an important groundwater resource.

4. Deep Well recharge for Amsterdam

For 130 years water had been drawn from the dune area along the North Sea for the Amsterdam Water Works. Since 1903 this has included recovery from the deeper aquifer. A considerable intrusion of salt water occurred. After 1957, surface water infiltration and subsequent reduction of deep withdrawals were instrumental in stabilizing this situation. The remaining fresh waterlens is considered a safe storage. Because of the deterioration of river water quality and the increasing risk of accidental pollution of the river, a larger storage is needed for the manipulation of quality and for tiding over periods affected by accidents.

For the last decade an important social component has made its influence felt in the further development of dune water exploitation areas. While this calls for the acceptance of certain forms of recreation, attention is also demanded for the natural landscape and the environment, which should be left as undisturbed as possible. In view of the requirement that the natural environment is safeguarded it is considered undesirable to construct large works on the surface of the dune area and the possibility of increasing the storage in the deeper aquifers artificially is being investigated.

The deeper aquifers are found between 20 and 160 metres below O.D. (= mean sea level). Bordering it at the top is a layer of clay and silt with fine sand. On top of this, phreatic water is found in the first aquifer. In the deeper body a distinction can be made between two aquifers, which are called the second and third aquifer. They are separated by a layer of which the hydraulic

resistance varies from 500 days at the northern end to 5 days at the southern end. The second aquifer is situated between 20 and 60 metres below O.D. The third aquifer extends from 90 to 160 metres below O.D.

Originally, the second aquifer contained fresh water. Because water was drawn from deep wells in this aquifer (at a rate of up to 20 million m³/year in 1956) the intrusion of salt water was considerable. The pumping capacity of 3000 m³ per hour is utilised now for the improvement of drinking water quality and for tiding over periods of stagnation in the supply of river water. The use of this capacity is limited. It is the upflow of salt water in particular that sets its limits. This salt water mainly originates from the third aquifer.

A solution to these problems is now being sought in the artificial creation of fresh water reserves in the third aquifer. Such an enterprise requires technical know-how on infiltration by means of deep wells and an understanding of the behaviour of infiltrated fresh water in a saline environment.

A first infiltration experiment was carried out by the Amsterdam Water Works to investigate the quality of the infiltration water in relation to the clogging phenomena of the well.

The objectives of a second experiment are as follows:

- to determine the behaviour of this fresh water in the saline environment of the third aquifer;
- to find out how to set up a monitoring, checking and control system for the installation as well as for the fresh water reserves to be formed;
- to obtain additional (hydrological) data for the design of a withdrawal and recharge system.

One year of functioning of the pilot installation with a capacity of 20 m³/hour has produced a number of results. The most important result is that it is possible to create a fresh waterpocket in a saline environment. Underneath the pocket a transition zone was formed of limited thickness (approximately 5 metres). Under natural conditions this used to be 10-20 metres thick. Despite the relatively high flux not much brackish water was formed in the most permeable layers of the aquifer. The dispersion remains within certain predictable values. It is not known to what extent the various layers of silt and clay within the aquifer have contributed to this pattern of mixing. Only laboratory experiments will possibly provide a decisive answer to this question. In addition it turned out that the river water was conditioned sufficiently to guarantee the prolonged functioning of the well. The construction of the well itself also appeared to be satisfactory.

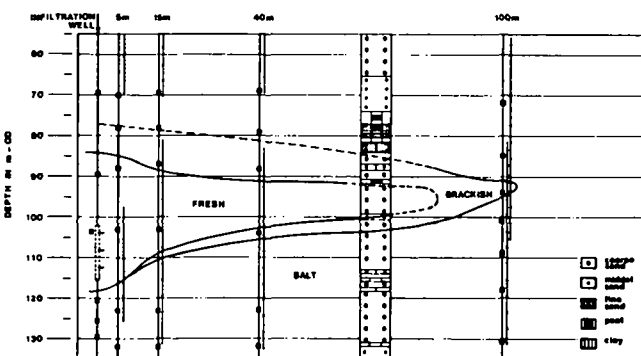


Fig. 2. The extension of the fresh water after 360 days artificial recharge in the deep aquifer.

Once a fresh water body of sufficient volume has been formed a recovery well will be installed above the resistance layer, in order to observe the influence of such a withdrawal on the deeper fresh waterpocket.

Then, it will be mainly a matter of calculations to determine the volume of fresh water losses to be expected under the operational conditions of the system.

At a subsequent stage it will be desirable to install an operational system at a limited scale to verify the calculations and to gain experience. This system will provide the ultimate proof that it is possible to exploit the deeper aquifer intensively, in particular the second aquifer, without the harmful side-effects of intrusion and upflow of salt water.

5. Concluding appraisal

A number of important reasons for feelings of reluctance against artificial recharge follow from the examples described in the preceding chapters.

1. A long lead time is usually required before an artificial recharge project can be successfully completed. The reason for this is the unique nature of each project which renders it impossible to adopt standard designs as in surface water projects.
2. As unexpected setbacks may seriously delay the progress made with the studies, it is difficult to forecast the duration of preparatory work.
3. One can never be sure that the investigation will lead to the conclusion that artificial infiltration will be feasible.
4. A common misgiving against artificial infiltration is its supposed complexity. This is due to unfamiliarity with the method.
5. Problems that might be solved by artificial recharge (like an expected intrusion of salt water) usually lie in some distant future and are difficult to visualise. This often leads to a reduced motivation for carrying out any investigations.

In developing countries in particular, one may find it hard to justify why funds in short supply should be spent on long-term studies. If, often after many years of preparations, it is possible to start on a design one wants to see results quickly. If surface water is available in adequate quantities, a direct treatment of this water may easily get preference. In certain situations, however, the application of artificial recharge may be attractive. One may think in particular of those situations in which the raw water source displays discontinuities in respect of quantity as well as quality. Then, it is necessary to form storages, for which one may choose between open storage at the surface or storage underground. In the Introduction it has been pointed out why underground storage should be preferred.

Sufficient space should be available if fresh water is to be stored underground. Sometimes the unsaturated zone between the surface and the groundwater table is insufficiently thick to accommodate a sizeable volume of water. In that case, two possible solutions may be considered.

The first one is to inject fresh water into an aquifer containing salt water. This fresh water will replace the salt or brackish water and at a later stage it may be recovered. The pilot scheme of the Amsterdam Water Works, described above, was focused on this option in particular. In the meantime it has become evident that this approach requires a solid knowledge of the hydrogeological situation, especially in connection with the feasibility of recovery. This, in turn, demands many and lengthy investigations. In principle, this form of artificial recharge lends itself also for places where groundwater has not yet been recovered before. In practice, however, locations will be selected where groundwater has already been exploited but where its availability is restricted by inflow of salt groundwater. That choice is related to what is already known about local hydro-

geological conditions. In those cases one may speak of the second life of an aquifer.

Another more obvious option applied in various parts of the world is to create space for storage by first recovering groundwater. This means that artificial infiltration is applied only when the volume of natural recharge of an aquifer is exceeded by recovery. In these situations one may quite rightly speak of the second life of an aquifer. The use of locations where groundwater has already been recovered has the added important advantage that somewhat more is known about the local hydrogeological situation.

There are different degrees of complexity in carrying out artificial recharge. These may vary from simply letting water run across the land so that it may seep away into the subsoil to injecting it into deeper layers by means of wells. One should avoid being deterred from forms of application requiring much study, like in the situation of Amsterdam. Particularly for developing countries it is of interest that the simplest methods may in practice be applied with simple means. Technically the example of Jamaica proves this statement. Delays are mostly due to the fact that the problem is not yet sufficiently apparent, which makes it difficult to accept the need for larger studies at the outset.

The following final conclusions may be drawn:

1. Every recharge project is unique because it has to fit in with local conditions. This explains why so much is being written on artificial infiltration. For, it is these unique characteristics that render each project worth describing.
2. It follows that for each location where artificial recharge is being considered local investigations are necessary. The fact that preliminary studies often take much time to complete may be why eventually only few projects are actually implemented.
3. In order to meet the problems of a lengthy preparatory stage it is recommended to explore the possibility of linking the application of artificial recharge to existing groundwater supply. This is where some knowledge on the hydrogeological conditions will already be available.
4. At the start of a new groundwater recovery it is important to review the possibilities of future artificial recharge and to embark on the study of such possibilities. In this manner the possible hazardous effects of an extraction, or of its extension, may be offset in time (for example: exhausting the aquifer, upconing brackish water, unacceptable drop of the groundwater table) without losing the benefits of using the groundwater.

Ing. R. A. Schuurmans, Service d'Eau d'Amsterdam, Ir. A. J. Roebert, Service d'Eau Amsterdam, Ir. M. G. M. den Blanken, KIWA (Institut d'Essais et de Recherches des Compagnies de Distribution de l'Eau des Pays-Bas)

"LA DEUXIÈME VIE D'UNE COUCHE AQUIFÈRE: LA RÉALIMENTATION ARTIFICIELLE"

1. Introduction

La réalimentation artificielle est un sujet souvent étudié au cours de symposiums ou dans la littérature professionnelle. Néanmoins il semblerait que peu de projets de quelque envergure aient été mis en oeuvre. Les buts des projets sur l'infiltration varient considérablement en contenu et en ampleur. C'est en partie pourquoi aucun concept uniforme n'a émergé quant aux buts supposés de la réalimentation artificielle.

La réalimentation artificielle a attiré l'attention des producteurs d'eau potable, mais ses techniques sont appliquées également dans d'autres domaines. Pour la production d'eau potable, la réalimentation artificielle est liée à la préférence pour l'eau souterraine qui prévaut dans ce secteur. Cette préférence est basée sur diverses considérations, telles que qualité constante, fiabilité bactériologique et bonne protection, qui toutes simplifient les méthodes de traitement.

Les avantages pouvant venir de l'eau souterraine ne se retrouvent pas avec de l'eau superficielle. Dans les pays en voie de développement en particulier l'eau superficielle est souvent préférée. Ceci provient du coût élevé, en temps et en argent, des études géohydrologiques nécessaires avant de pouvoir exploiter les ressources en eau souterraine, tandis que l'eau superficielle peut être utilisée relativement simplement et rapidement avec les technologies connues.

La production d'eau potable souffre souvent des inconvénients liés à l'eau superficielle, qui pose des problèmes tant quantitatifs que qualitatifs.

On pourrait signaler les faibles débits des fleuves en saisons sèches, caractéristiques des zones arides, ou la pollution venant des effluents ou de décharges accidentelles, fréquemment observées dans les régions industrialisées. Dans ces circonstances des installations d'eau potable doivent stocker l'eau pour pouvoir surmonter les restrictions périodiques dans la

distribution de l'eau brute. L'eau peut être emmagasinée en surface ou dans le sol. Les réservoirs en surface occupent un espace considérable, sont soumis à des taux d'évaporation élevés et peuvent devenir très coûteux lorsqu'il faut prendre des mesures pour empêcher des fuites dans le sol.

Après quelque temps, les services d'eau potable utilisant de l'eau souterraine rencontrent souvent des problèmes d'ordre quantitatifs, surtout en situation d'extension. Ils doivent alors commencer à utiliser de l'eau superficielle, avec les problèmes inévitables de stockage qui en résultent. Connaissant les possibilités des aquifères et les avantages de l'eau souterraine, ces compagnies préfèrent un stockage souterrain de l'eau de rivière. La réalimentation artificielle devient alors une nécessité.

Il y a toujours eu des infiltrations naturelles. Le passage à l'infiltration artificielle peut être un processus très progressif qui ne présente pas nécessairement de difficultés particulières. Nous allons au Chapitre 2 étudier divers modes et aspects de projets de réalimentation artificielle et les questions qui en découlent.

2. Réalimentation artificielle

On peut distinguer les quatre éléments suivants dans le processus de réalimentation artificielle: la fourniture de l'eau, l'infiltration de l'eau dans le sol, le passage à travers le sous-sol et la récupération. Le changement dans la qualité de l'eau, venant par exemple du traitement, n'est pas pris en considération dans ce contexte, bien que l'on puisse le considérer comme un élément du processus en tant que tel. Les quatre éléments indiqués ne sont pas également évidents dans tous les modes de réalimentation artificielle.

La réalimentation induite et les infiltrations involontaires, telles celles provenant des canaux d'irrigation peuvent être considérées comme une

première catégorie. Dans ces cas, l'infiltration supplémentaire a souvent lieu spontanément et ne sera identifiée comme telle qu'après un certain temps. La deuxième catégorie regroupe de petits projets locaux où les quatre éléments spécifiés plus haut interviennent effectivement: la qualité de l'eau est souvent améliorée par l'infiltration et le passage à travers le sous-sol.

Ces projets peuvent être mis en oeuvre assez simplement et ne nécessitent généralement qu'une étude limitée.

Des projets régionaux importants viennent à l'esprit lorsque l'on parle de réalimentation artificielle. Cette troisième catégorie est toujours de nature complexe, de longues durées de séjour et des volumes de stockage importants étant des caractéristiques essentielles. Ces projets sont largement évoqués ici. Ils permettent d'augmenter les volumes d'eau extraite, de restaurer la situation hydrologique et de disposer d'une capacité de stockage.

Malgré cette classification, il est difficile de parler d'une réalimentation artificielle en termes de 'techniques'. Le mot 'technique' présume qu'une bonne description existe qui détaille les différents aspects technologiques, de sorte qu'ils puissent être transposés à un cas donné. Nous nous référons à la réalimentation artificielle comme à un concept. Nous estimons que presque toutes les applications de la réalimentation artificielle sont uniques en leur genre, quant à leur mise en oeuvre à leurs règles de fonctionnement.

Les aspects géologiques et hydrologiques locaux jouent un rôle très important dans l'application du concept de réalimentation artificielle. Des exemples, en Jamaïque et aux Pays Bas, vont expliquer que des connaissances géohydrologiques détaillées sont essentielles pour éviter des conséquences indésirables ou imprévues conduisant à l'échec.

3. La Jamaïque

Le démarrage de la réalimentation artificielle est présenté ici, afin de montrer comment une infiltration artificielle peut être décidée, en pratique; ceci soulignant notre thèse qu'un projet de grande envergure ne peut être mis en oeuvre lorsque l'hydrologie de la couche aquifère n'est pas connue. Dans le cas concerné, un volume en développement constant d'eau souterraine avait été retiré d'une couche aquifère calcaire pendant des années près de la côte. Aux endroits où le calcaire est superficiel de nombreux puits existants où de l'eau peut s'infiltrer aisément.

En 1974 le PNUD a décidé une étude de six ans sur l'équilibre des eaux dans la South St. Catherine Plain à l'ouest de Kingston, capitale de la Jamaïque. Une étude géohydrologique poussée n'avait pas été faite.

Un inventaire avait cependant été établi de toutes les données disponibles sur l'eau souterraine. A cette époque l'infiltration de l'eau de mer créait des problèmes graves pour les puits destinés à l'irrigation des plantations de sucre et à la distribution de l'eau potable. Certaines régions étaient connues pour l'infiltration d'eau de mer dans les puits locaux. Même aujourd'hui la distribution de l'eau fraîche et de l'eau salée reste inconnue, mais le profil suivant peut être dessiné schématiquement (Fig. 1) (Page 2).

Le taux net d'infiltration semble être d'environ 150 millions de mètres cubes par an, le taux de récupération de 100 millions de mètres cubes par an approximativement. Bien que l'on sache que le calcaire est sujet à l'érosion karstique, le gradient du potentiel d'eau souterraine a été mesuré. De l'eau de mer se trouve plus loin dans les terres, dans une partie de cette couche aquifère de 600 km².

Un système d'irrigation transportant d'importantes quantités d'eau pendant la saison des pluies fut installé dans cette zone. Cette eau peut servir pour réalimenter

les réserves souterraines, pouvant être utilisées pendant la saison sèche pour augmenter les ressources d'eau superficielles, faibles à cette époque.

Depuis 1974 une des plus grandes institutions en matière d'eau a réalisé une étude à une échelle pilote, qui montra qu'il était possible d'infiltrer de l'eau dans le sous-sol sur une assez grande échelle, et que, en conclusion, la réalimentation artificielle pourrait être mise en oeuvre sans problèmes majeurs. Ceci était vrai en ce qui concerne l'introduction d'eau dans la couche aquifère. Mais il ne suffit pas simplement de savoir comment l'eau entre dans le sous-sol. Divers facteurs, de nature technique, économique, sociale jouent un rôle. Ils sont évoqués ci-dessous. Concernant l'érosion karstique de l'aquifère, celle-ci présente une complication supplémentaire, mais l'ensemble n'en dépend pas entièrement.

1. Le comportement hydrologique de la couche aquifère doit être vérifié à l'aide des données disponibles. Un modèle mathématique est utilisé pour le cas en question, après un examen minutieux de toutes les données existantes.
2. L'effet de l'infiltration pour les niveaux d'eau souterraine et le débit de ces eaux sont à déterminer. Pour ceci une infiltration pilote de 2 millions de mètres cube par an environ fut commencée dans le cadre d'un programme hollandais de coopération et de développement.
3. Les études mentionnées prennent beaucoup de temps. L'augmentation actuelle de l'infiltration de l'eau de mer est limitée, en partie du fait du retrait réduit (après 1970) de l'eau. Toute menace tangible pour l'eau ne deviendra réalité qu'après plusieurs années. Il faut des efforts permanents pour maintenir l'attention centrée sur le problème des ressources en eau souterraine.
4. Il est certain que pendant les premières années, ces études nécessiteront de l'argent et du personnel. En outre, l'encadrement supérieur devra être bien conscient du problème.
5. La protection de la capacité de l'aquifère par une infiltration artificielle devra être accompagnée d'une amélioration de l'efficacité de l'irrigation. L'eau qui ruisselle inutilement à travers les plantations, en saison des pluies, comme en saison sèche pourra aussi être utilisée pour l'infiltration. Ceci conduira à des changements dans les méthodes d'irrigation.

Pour la St. Catherine Plain, la nécessité de protéger la ressource, et les autres intérêts du projet furent admis et une étude mise en oeuvre sur le réalimentation artificielle. Les expériences à échelle pilote devront être développées et poursuivies en plusieurs endroits. Ainsi, l'application de la réalimentation artificielle en divers points de la couche aquifère servira à préserver une importante ressource d'eau souterraine.

4. Réalimentation par puits profonds pour Amsterdam

Depuis 130 ans de l'eau est extraite de la zone des dunes le long de la Mer du Nord, par les services des eaux d'Amsterdam, y compris, depuis 1903, dans des couches aquifères profondes. Il y eut une intrusion considérable d'eau de mer. Après 1957, les infiltrations d'eau superficielle et la réduction des extractions profondes en résultant permirent de stabiliser cette situation. Les 'waterlens' d'eau fraîche restant sont considérés comme un stockage sûr. A cause de la détérioration de la qualité de l'eau des rivières et les risques toujours plus grands de pollutions accidentelles, le besoin de stockage est croissant, afin de protéger la qualité de l'eau et faire face aux périodes affectées par des pollutions accidentelles.

Depuis une décennie un composant social important a influé sur le développement des zones d'exploitation d'eau de dune. Il s'agit des aspects loisirs, à la protection des paysages et de l'environnement. Ceci incite à ne pas construire d'usines importantes dans la zone des dunes. D'où l'étude des possibilités d'augmenter artificiellement le stockage dans les couches aquifères plus profondes. Les aquifères profonds se trouvent entre 20 et 160 m. en-dessous du niveau moyen de la mer. Les bordant dans leur partie supérieure se trouve une couche d'argile et de limon, avec du sable fin. Au-dessus, l'eau phréatique se trouve dans le premier aquifère. Dans le corps plus profond on peut distinguer entre deux aquifères, dits deuxième et troisième aquifères. Ils sont séparés par une couche dont la résistance hydraulique varie de 500 jours à l'extrémité nord à 5 jours à l'extrémité sud. Le deuxième aquifère se trouve entre 20 et 60 m. au-dessous du niveau moyen de la mer. Le troisième aquifère s'étend de 90 à 160 mètres au-dessous du niveau moyen de la mer.

Initialement le deuxième aquifère contenait de l'eau fraîche. Parce que de l'eau était tirée de puits profonds dans cet aquifère (à un taux allant jusqu'à 200 millions m³/an en 1956), l'intrusion d'eau de mer était considérable. La capacité de pompage de 3000 m³ par heure est utilisée maintenant pour améliorer la qualité de l'eau potable et pour faire face aux périodes de stagnation dans la distribution de l'eau de la rivière. L'utilisation de cette capacité est limitée. La montée de l'eau de mer, en particulier, en fixe les limites. Cette eau salée vient surtout du troisième aquifère.

On recherche maintenant une solution à ces problèmes dans la création artificielle de réserves d'eau fraîche dans le troisième aquifère. Une telle oeuvre implique des connaissances techniques sur l'infiltration, grâce à des puits profonds, et une compréhension du comportement de l'eau fraîche infiltrée dans un environnement salin.

Une première expérience d'infiltration fut réalisée par les services d'eaux d'Amsterdam pour étudier la qualité de l'eau d'infiltration par rapport au phénomène de colmatage des puits.

Une deuxième expérience fut conduite avec les buts suivants:

- déterminer le comportement de cette eau fraîche dans l'environnement salin du troisième aquifère;
- trouver comment établir un système de contrôle pour l'installation et les réserves d'eau à constituer;
- obtenir des données (hydrologiques) supplémentaires pour la conception d'un système d'extraction et de réalimentation.

Une année de fonctionnement de cette installation pilote d'une capacité de 20 m³/heure a produit plusieurs résultats. Il s'est avéré possible de créer une poche d'eau fraîche dans un environnement salin. Une zone de transition se forme sous la poche, d'une épaisseur limitée (5 mètres environ). Dans les conditions naturelles, elle était de 10 à 20 mètres. Malgré le débit relativement élevé, peu d'eau saumâtre se forme dans les couches les plus perméables de l'aquifère. La dispersion reste entre certaines valeurs prévisibles. On ne sait pas jusqu'à quel point les diverses couches de limon et d'argile dans l'aquifère ont contribué à ce mélange. Des expériences en laboratoire pourront sans doute fournir une réponse à cette question. De plus, il s'est avéré que l'eau de la rivière permettait d'assurer un fonctionnement prolongé du puits. La construction du puits lui-même est apparue satisfaisante (Fig. 2) (Page 3).

Une fois qu'un volume suffisant d'eau fraîche est formé, un puits de récupération est installé au-dessus de la couche de résistance afin d'observer l'effet d'un tel

retrait sur la poche d'eau fraîche plus profonde. Puis il faudra effectuer les calculs nécessaires pour déterminer le volume de pertes d'eau fraîche à prévoir dans des conditions de fonctionnement du système.

Par la suite il sera souhaitable d'installer un système opérationnel sur échelle limitée, pour vérifier les calculs et développer une expérience pratique. Ce système fournira la preuve qu'il est possible d'exploiter la couche aquifère la plus profonde de façon intense, en particulier le deuxième aquifère, sans les à-côtés nuisibles d'une intrusion d'eau salée.

5. Evaluation finale

Plusieurs raisons importantes pour les réservations soulevées contre la réalimentation artificielle sont décrites ci-dessus

1. Il faut normalement un temps de démarrage prolongé avant de pouvoir compléter avec succès un projet de réalimentation artificielle. Ceci vient de la nature spécifique de chaque projet, qui empêche l'emploi de modèles standards, comme pour les projets pour l'eau de surface.
2. Il est difficile de prévoir la durée des travaux préparatoires, car des délais inattendus peuvent sérieusement retarder l'avancement des études.
3. On ne peut jamais être sûr que l'étude aboutisse à la conclusion que l'infiltration artificielle soit réalisable.
4. La complexité présumée fait souvent hésiter devant l'infiltration artificielle. Ceci vient de ce que la méthode n'est pas bien connue.
5. Les problèmes qui pourraient être résolus par une réalimentation artificielle (intrusion anticipée de l'eau de mer par exemple) sont généralement situés dans un avenir lointain et ne sont pas faciles à visualiser. Ceci conduit souvent à une motivation moindre pour effectuer les études.

Dans les pays en voie de développement en particulier, on peut penser qu'il est difficile de justifier un financement consacré à des études à si long terme. Si, après des années de préparations, il est possible de commencer un modèle conceptuel, on souhaite obtenir rapidement des résultats concrets. Si de l'eau superficielle est disponible en quantités adéquates, un traitement direct de cette eau lui est souvent préféré. Dans certaines situations, cependant, la réalimentation artificielle est spécialement intéressante, en particulier, dans des cas où la source d'eau brute révèle des discontinuités en quantité aussi bien qu'en qualité. Il est alors nécessaire de disposer de stockages, stockage ouvert en surface, ou stockage souterrain. Nous avons indiqué, dans l'Introduction, pourquoi le stockage souterrain est préférable.

Il faut suffisamment d'espace disponible pour stocker de l'eau fraîche dans le sol. Parfois la zone non saturée entre la surface et la nappe phréatique n'est pas assez large pour s'accomoder du volume d'eau adéquat. Dans ce cas, deux solutions sont possibles.

La première consiste à injecter de l'eau fraîche dans une couche aquifère contenant de l'eau de mer. Cette eau fraîche remplacera l'eau salée ou saumâtre et sera récupérée par la suite. Le projet pilote de l'usine d'eau d'Amsterdam, décrit plus haut, était basé sur cette option. Il s'est avéré que cette approche nécessite des connaissances approfondies de la situation géohydrologique, surtout concernant les possibilités de récupération. Ceci requiert des études nombreuses et longues. En principe ce genre de réalimentation artificielle se prête aux endroits où l'eau souterraine n'a pas encore été récupérée; en pratique, cependant, des emplacements seront choisis où l'eau souterraine a déjà

été exploitée mais où la disponibilité est limitée à cause du "coning" de l'eau souterraine salée. Le choix est lié à l'état de connaissances des conditions géohydrologiques locales. On peut alors parler de la deuxième vie d'une couche aquifère.

Une autre solution, plus évidente, et appliquée dans diverses régions du monde, est de créer un espace pour entreposer la première eau souterraine récupérée. Ceci signifie que l'infiltration artificielle n'est appliquée que lorsque le volume de réalimentation naturelle d'un aquifère est dépassé par l'extraction.

Dans une telle situation on peut parler à juste titre d'une deuxième vie d'une couche aquifère. L'utilisation d'emplacements où l'eau souterraine a déjà été récupérée a l'avantage considérable que la situation géohydrologique locale est déjà bien connue.

Il y a plusieurs degrés de complexité dans la réalisation d'une réalimentation artificielle, allant de laisser l'eau se répandre sur le sol pour qu'elle pénètre dans le sol, jusqu'à injecter de l'eau dans les couches plus profondes au moyen de puits. Les formes d'application nécessitant des études importantes comme dans le cas d'Amsterdam, ne doivent pas être un facteur négatif. Pour les pays en voie de développement, il est important que des méthodes simples soient appliquées. Techniquement parlant, l'exemple de la Jamaïque appuie cette affirmation. Les délais viennent surtout du fait que le problème n'est pas encore suffisamment ressenti, rendant difficile l'acceptation du besoin d'études plus poussées immédiatement.

Les conclusions suivantes peuvent être tirées:

1. Chaque projet de réalimentation est spécifique, car devant s'insérer dans les conditions locales. Ceci explique pourquoi on écrit tant sur l'infiltration artificielle. Chaque projet vaut la peine d'être décrit, de part ses caractéristiques propres.
2. Donc chaque fois que l'on envisage une réalimentation artificielle, des études du lieu sont nécessaires. Le fait que ces études préliminaires prennent souvent beaucoup de temps pourrait expliquer pourquoi finalement peu de projets sont mis en oeuvre.
3. Pour faire face aux problèmes d'un stade préparatoire prolongé il est recommandé d'explorer la possibilité d'associer l'application de la réalimentation artificielle avec les projets qui existent pour, la gestion des ressources d'eau souterraine. C'est là que des connaissances sur les conditions géohydrologiques seront déjà disponibles.
4. Au début d'une nouvelle extraction d'eau souterraine, il est important de passer en revue les possibilités d'une réalimentation artificielle future et de démarrer les études correspondantes. De cette façon les effets peut-être risqués d'une extraction, ou de son extension, (par exemple épuisement de l'aquifère, "up coning" de l'eau saumâtre, chute inacceptable de la nappe phréatique) peuvent être contre-balancés dans le temps sans perdre les avantages de l'utilisation de l'eau souterraine.

**K. Wehinger, Dipl.Ing., Administrative Adviser, Linz, Upper Austria
and R. Haider, Dipl.Ing., Hydrological Institute of Salzburg**

**"THE EFFECTS OF SURFACE WATER INFILTRATION ON THE AQUIFER OF THE
MATTIG RIVER VALLEY (OPERATING EXPERIENCES AT THE LENGAU RETENTION
AND INFILTRATION BASIN"**

Introduction

The Lengau Retention and Infiltration Basin, located near the Upper Austrian and Salzburg border, has been operating since the spring of 1978. Its purposes are twofold: namely, to collect and infiltrate from the Hainbach River any water above the maximum flow of 0,5 m³/sec, and to prevent any additional lowering of the water table in the Mattig River Valley.

Periodic investigations of the quality of the ground water and surface water near the recharge basin have been carried out since 1975 so that the effects of infiltrating the fairly polluted waters of the Hainbach River could be identified. The saprobic index of this river has been classified as 2,5-3,5 i.e. very polluted. Geologically the aquifer is a typical river valley gravel deposit from the Quaternary system.

Basin Operation

The basin, with a storage capacity of 580.000 m³ and a recharge surface of 6 hectares i.e. 60.000 m², has received annually an average surface water amount of 9,4 million m³. An already overused groundwater basin has thus been replenished and the water table significantly raised.

Parts of the river are not regulated so that during peak flow periods, e.g. 12 m³/sec in July 1981, erosion of unregulated sections of the river banks has sometimes raised the suspended solids concentration up to 800 mg/l and brought to the basin approximately 3000-4000 tons of suspended solids i.e. 65-80 kg TS/m².

Approximately one third of this solids load has been deposited on the basin surface up to a depth of 4-5 cm, with the remainder accumulating in the top of the recharge stratum.

The rate of infiltration is slowly declining so that measures such as a complete regulation of the river or raising the maximum river flow have to be assessed in order to lower the suspended solids load to the recharge basin. In 1976 attempts were made to increase the permeability of the deposited suspended solids layer by introducing macrophytic vegetation, e.g. Phragmites communis and Phalaris arundinacea. These tests were terminated because even macrophytes could not survive floor periods lasting up to 50 days.

Results so far indicate that the specific infiltration capacity is dependent upon hydrostatic head of the stored water and upon the distance between ground water level and basin surface.

Location and movement of the Groundwater

When surface water is brought to the recharge basin the water level in the basin may rise more than 10 m. This hydrostatic head causes a rapid and relatively far reaching rise in the groundwater level e.g. 4 m at a distance of 800 m and 0,5 m at a distance of 3 kilometres. A natural rise of 1-2 m due to the effects of precipitation was subtracted from all the pertinent data.

The water spread from the recharge basin at a rate of 0,5-1,0 km/d.

Groundwater Quality

At nearby drinking water and observation wells the groundwater quality was periodically measured before and after the infiltration basin was placed in operation. During peak water flows additional and more detailed analyses were undertaken.

An analysis of this data was very difficult because of such factors as variable complex groundwater flow conditions, location of important observation points in areas where various groundwater flows were coming together, and possible impairment of certain drinking water wells due to nearby wastewater tile fields.

A statistical analysis and comparison of the collected data showed that the concentration gradients of those parameters measured changed in direction when surface water infiltrated into the aquifer.

The sudden rise and shape of the groundwater level

due to infiltration transmits pollutants into the groundwater that normally would not reach it, causing an additional impairment to its quality.

The extent of transmission of the infiltrating water is difficult to identify by analytical means because of complex site specific factors. There are indications that the area of transmission according to changes in the groundwater quality is smaller than identified hydraulically. The period of investigation must be extended to allow a more accurate and definitive assessment.

The measured data was used to determine areas whose groundwater quality would be affected by any recharge activity. Experience and collected data will be used to design and operate other similar infiltration basins and identify regions whose groundwater could be affected by such installations.

G. Dassonville, Société Lyonnaise des Eaux et de l'Éclairage, France

L'alimentation artificielle des nappes souterraines a donné lieu à de nombreuses publications au cours de la dernière décennie et des communications sur ce thème ont été présentées à chacun des congrès de l'A.I.D.E.

Un important symposium international lui a été entièrement consacré en 1979 à Dortmund en République Fédérale d'Allemagne.

Toutes ces études peuvent se regrouper, selon nous, autour de trois sujets:

- (a) L'intérêt offert par l'alimentation artificielle. Nous n'y reviendrons pas ici, tant il en a été largement fait état par les différents auteurs concernés;
- (b) La gestion des aquifères réalimentés et les modèles mathématiques d'optimisation de la réalimentation, en termes de débits mais aussi de qualité. De telles études témoignent d'une sensibilité générale accrue aux préoccupations d'ordre économique concernant à la fois les coûts de traitement et les dépenses d'énergie mise en oeuvre dans l'alimentation artificielle;
- (c) Le traitement de l'eau introduite dans la nappe et les questions de qualité.

Les progrès réalisés dans les installations existantes portent essentiellement sur les aspects qualitatifs: traitement de l'eau brute et traitement des boues, traduisant une plus grande maîtrise économique de l'exploitation, associée à une meilleure protection de l'environnement. Ils expriment également le souci évoqué ci-dessus, de gérer au mieux les débits infiltrés et ceux repris par les pompes.

Peu de réalisations nouvelles ont vu le jour, à notre connaissance, au cours de ces dernières années. Celle de MOULLE, dans le Nord de la France, pour l'alimentation en eau potable de Dunkerque, constitue un bon exemple des progrès dont il vient d'être question:

- plus grande, maîtrise économique de l'exploitation
- meilleure protection de l'environnement.

Les conceptions de l'alimentation artificielle et leur évolution

La plupart des publications présentant des installations ou développant des réflexions sur l'intérêt de l'alimentation artificielle expriment deux conceptions:

- l'une la présente comme un moyen d'accroître les ressources utilisables par le distributeur d'eau,
- l'autre la considère comme une étape, plus ou moins suffisante en elle-même, du traitement de l'eau brute utilisée.

Il s'agit, en fait, de deux aspects inséparables et complémentaires d'une même réalité: l'alimentation artificielle est une fonction des deux variables qualité et quantité; on cherche généralement à optimiser cette fonction par rapport à une seule des variables, en se contentant de fixer des contraintes pour l'autre.

Assez paradoxalement, ces deux conceptions en viennent à s'opposer:

- selon les circonstances; ce fut le cas lors de la sécheresse de 1976 en France;
- ou bien en fonction de la faveur accordée à une technologie (cas des technologies "douces"), où l'on maîtrise imparfaitement encore les phénomènes.

Des études restent à faire, autant en ce qui concerne l'hydraulique (écoulements en milieu non saturé favorisé par un colmatage volontaire et appréciés quant à la nature des phénomènes chimiques pouvant modifier la qualité de l'eau dans la nappe) qu'au point de vue du traitement de l'eau brute et de la qualité de l'eau infiltrée.

Tous les auteurs s'accordent à mettre l'accent aujourd'hui sur la bonne connaissance nécessaire de l'hydrogéologie locale:

- soit pour éviter une détérioration de la qualité de l'eau dans le milieu souterrain
- soit pour favoriser, par une durée optimale de l'écoulement de l'eau dans la nappe avant reprise, l'élimination des matières organiques pouvant subsister
- soit pour éviter des pertes d'eau en réalimentation spécialement — comme nous le verrons ci-dessous — dans les zones arides où l'eau brute est peu abondante.

Élargissement du concept d'alimentation artificielle

En fonction de l'importance accordée à chacun des aspects ci-dessus, le concept classique d'alimentation artificielle s'est élargi et nous en donnerons quelques exemples:

- les développements dans le domaine de la qualité et du traitement de l'eau: élimination in situ du fer et du manganèse; contrôle de l'augmentation dans la nappe de substances indésirables telles que l'ammoniac ou les nitrates; contrôle de l'invasion saline, etc. . . .
- la réalimentation induite de champs captants établis en plaine alluviale

- la gestion des pressions dans un aquifère captif (cas de la nappe de l'Albien du Bassin de Paris)
- un autre exemple pour lequel nous voulons faire une mention particulière concerne l'alimentation artificielle considérée comme un moyen d'utiliser des eaux de surface de mauvaise qualité, voire des eaux usées, après traitement, lorsque la ressource est peu abondante. Comme dans les pays industrialisés lorsque l'on veut faire face à une pollution accidentelle, c'est un moyen de stocker l'eau lorsque l'amélioration de la qualité de la ressource par filtration dans le sol ne se heurte pas à l'opposition écologiste.

Nous tenterons, en conclusion, de dégager des perspectives en apportant quelques réflexions sur les raisons du faible développement actuel des réalisations et sur l'avenir de l'alimentation artificielle en France et dans les pays en développement de la zone aride.

La majorité des installations infiltrent dans les aquifères peu profonds une eau de bonne qualité afin d'éviter le colmatage, ou pour respecter une certaine compatibilité chimique, soit après traitement, soit que l'eau brute est elle-même de bonne qualité.

Dans des projets tels que ceux relatifs à la ré-injection dans le sous-sol d'eaux pluviales interceptées en zone fortement urbanisée, ou bien encore dans le projet — écarté pour le moment — de réalimentation de la nappe franco-belge du Tournais, il ne s'agit en aucun cas de laisser infiltrer une eau qui ne soit pas totalement débarrassée de ses matières en suspension et des substances indésirables.

Dans le cas de la nappe du Calcaire carbonifère de la

région de Tournai, l'eau prélevée dans l'Escaut doit faire l'objet d'un lagunage favorisant l'auto-épuration, mais passer ensuite sur une chaîne de traitement classique de clarification avant son déversement dans des bassins d'infiltration.

Si l'on manifeste jusqu'alors en France, assez peu d'intérêt pour l'alimentation artificielle par puits ou par forages, cela tient probablement au fait que l'eau souterraine est rarement captée dans des aquifères profonds. Il existe toutefois quelques projets de réalimentation dans des zones côtières, de champs captants situés au voisinage de l'interface eau douce-eau salée, au moyen de puits.

Les projets d'infiltration d'eaux de surface de qualité médiocre, ou d'eaux usées traitées en zones arides, associant l'irrigation au stockage dans le sous-sol, soulèvent naturellement dans cette évolution du concept de l'alimentation artificielle, un certain nombre de questions au plan sanitaire. La directive du Conseil des Communautés Européennes concernant la qualité requise des eaux de surface destinées à la production d'eau alimentaire dans les Etats membres, ne semble pas de nature à engager des projets visant à introduire dans le sous-sol des eaux procédant des rejets de stations d'épuration; le coût du traitement de ces eaux serait à lui seul d'ailleurs assez dissuasif.

Ajoutons enfin que dans le cas de la réalimentation de la nappe de MOULLE dont il a été question au début de cet exposé, l'alimentation artificielle a été assimilée, en application des dispositions de la Loi sur l'eau du 16 Décembre 1964, au rejet d'un effluent dans une nappe et qu'une procédure d'autorisation préfectorale a dû être instruite à cet égard.

Hans Hydén, Dr.Sc.(Civ.Eng.), SWECO, Box 5038, S-102 41 Stockholm, Sweden.

Background

The successful operation of an artificial recharge scheme requires, among other things, knowledge of the hydrogeological conditions, raw water quality and adequate treatment. It also requires that effective rules for operation be laid down.

Quantity aspects

The technique of artificial recharge has primarily been developed as an economic method of treatment in humid areas with abundant surface water. In the last few years, attention has been directed to the problem of water losses from recharge plants due to poor knowledge of the hydrogeological conditions. The impetus for this has been either limited raw water supply or increased pumping costs. Mathematical modelling has been recognized as a tool for overcoming the problem. Available hydrogeological field data is used in an efficient way and adequate rules for operation can be formulated. Several applications have shown that the mathematical modelling technique is useful for various geological environments. Its relevance in arid areas, where restricted raw water supply may make significant water losses unacceptable should be recognized.

Quality aspects

Long-term experience from Swedish artificial recharge schemes has made it possible to predict the rate of transformation of the recharge water to groundwater in the ground. Residence time in the ground seems to be an important factor. Fig. 1 shows reduction in content of organic matter, expressed as $KMnO_4$ consumption, as a function of residence time in the ground, for a

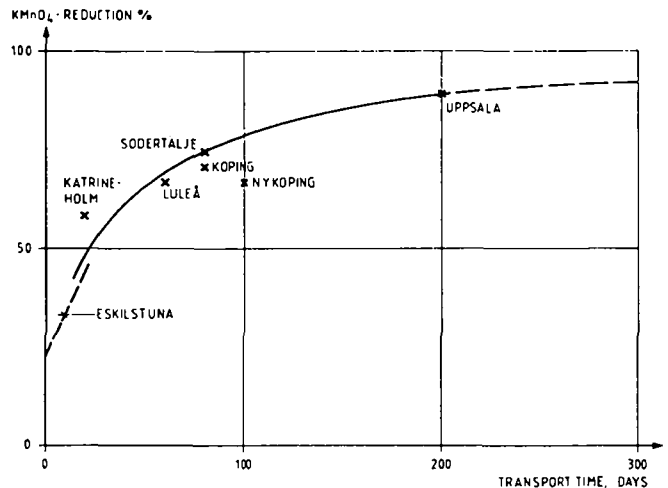


Fig. 1. $KMnO_4$ reduction in artificial recharge plants

number of Swedish recharge plants. Other parameters give a similar picture. The usefulness of the results obtained is obvious.

Artificial recharge with low quality surface water or wastewater is possible provided that adequate pre-treatment is introduced. In recent years, this problem has been, and still is the object of scientific study, which has led to recognition of the problem of suspended solids, particularly in recharge wells. In arid areas with occasional floods of high intensity, the content of suspended solids may thus easily cause clogging of recharge facilities, which may be a major hindrance to use of the technique in such areas. Recharge of wastewater has been scientifically studied in a number of pilot plants in Sweden and recommendations for pre-

treatment and operation can be given and probable treatment effects be predicted.

The spreading of pollutants such as heavy metals from wastewater recharge plants in groundwater, is a complex problem governed by several processes, such as advection, dispersion and adsorption. Recently, mathematical modelling techniques have improved the

possibility of quantifying the risks involved. Fig. 2 demonstrates, as an example, the effects of the adsorption of phosphorus around a recharge plant. The possibilities and limitations of pollution models available at present can be identified against the background of actual applications.

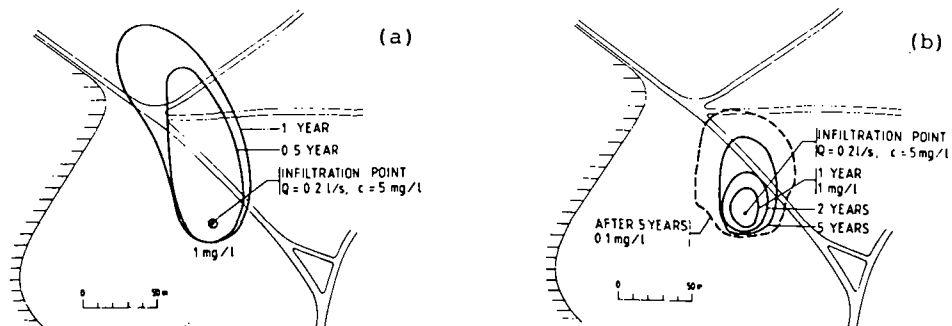


Fig. 2. Dispersion of phosphorus without (a) and with (b) consideration given to adsorption

Mathematical models for integrated planning of water resources

Modèles mathématiques pour la planification des ressources en eau

Authors: Y. Emsellem (France)
Auteurs: L. Marton (Hungary)
P. Grombach (Switzerland)

Leading H. Al Hames (Germany)
Contributors: J. Sherriff (UK)
Contributeurs
Principaux:

LIBRARY
Reference Centre
for Community Water Supply

Y. Emsellem, Chairman of ARLAB, Sophia Antipolis, Valbonne, France

Introduction

The use of mathematical models in the planning of water resources began rather more than twenty years ago with computers, and their progress has been parallel.

Today, most of the classical models in use are sectoral, that is to say, they usually relate to a single issue: groundwater or surface water, the totality of resources, needs or the demand for water, the discharge of pollutants and their effect on the natural environment, preparatory work for plants and investments, economic activity and the environment, water distribution and the funding of programmes. Integrated models are scarcer.

There are several reasons for this paucity of models. The construction of an integrated model embracing the various aspects of decision making necessitates gathering together in a single team people possessing the required skills who are prepared to pool, and not merely juxtapose, their efforts.

It is then necessary to acquire and process the data relating to the whole range of physical, technical, economic and financial factors. This is no simple matter if the tools are expensive and complicated for a non-specialist to use—and the computers of the sixties were indeed expensive and complicated. In addition, and above all, they were operated by teams jealous of the prestige attaching to their occupation.

Twenty years on, the landscape has changed and the standard in computer operation is set by the booking of seats on aircraft by staff who are not computer specialists. Manufacturers have made an effort to simplify the use of the machines, and the explosive growth in ever smaller minicomputers has had a two-fold effect. In the first place the tool has been made more accessible to the user who is now able to dispense with intermediaries, and secondly, the training of more and more people in the competent use of computers has been accelerated. In 1982 we have to recognize that the rising generations display surprising skill in the use of computers, which are, of course, contemporary with them.

Lastly, technical progress is one thing, the development of ideas is another. It is disquieting to entrust one's decisions to a machine, particularly when its answer comes in the shape of a massive printout. The development of minicomputers has been accompanied by that of VDU's which present the results of the calculations in the form of text, tables or diagrams. These visual display units enable the operator to modify the data and therefore the working

hypotheses. In a word, they provide a short circuit between the user, the engineer, the economist, the geologist, the financier, the administrator and the machine.

The cost of the equipment is a measure of how far we have progressed. In 1970 an interactive console used to converse (inadequately) with the computer cost, together with its peripherals, 80,000 dollars. In 1982 for 80,000 dollars you can buy a computer which works as fast as one costing a million dollars in 1970. And, of course, the 1980 machine is equipped with a console enabling the operator to converse with the computer. This technical development is gradually widening the experience gained in the manipulation of models.

The improved accuracy made possible by the storage of increasing quantities of data has led to the development of 'integrated' models, some applications of which we shall now consider.

1. Improvements in the hardware

A substantial part of the progress accomplished over the last ten years is attributable to the simpler, more powerful hardware.

The storage capacity of computers has increased while prices have plummeted. In 1970 a user had difficulty in procuring central memories capable of storing 60,000 numbers. In 1982, boards representing twice this memory capacity, which can be fitted to the computer in a few minutes, cost less than 20,000 dollars.

The continuous lines in Fig. 1 (Page 5) represent the periods during which rainfall measurements were carried out between 1921 and 1970 in the Lazio region of Italy using 731 rain-gauges—one for each horizontal line. About one third of this information was missing and the Cassa per il Mezzogiorno (Fund for the Development of Southern Italy) arranged for the information to be processed in order to reconstitute the missing data.

A period of 50 years, or 600 months of measurements made with 731 rain-gauges, produces a table containing 438,600 items. In order to process this information in 1978 using a CDC 7600—one of the most powerful computers of the time—it was necessary to divide up the table into 11 sections of 40,000 items each. In 1982, the model of the Maestrichtian of Senegal, prepared by the Ministry of Hydraulic Engineering with the assistance of the European Development Fund, occupies a memory space of 230,000 numbers accommodated without problem in a large modern minicomputer.

Speed was the next achievement. In the case of the Maestrichtian model comprising 3200 meshes on four layers, a long-term operating scenario was obtained in 24 hours covering basically the computing operations, the printing and the drawing.

On a large computing centre like the one referred to earlier the same amount of work takes four to five days. Data acquisition and the checking of the results obtained in the conversational mode have therefore been speeded up considerably.

Fig. 2 (Page 6) gives two examples of hard copies, i.e. the images shown on the display unit reproduced on paper.

Fig. 2a (Page 6) is a working document used during the preparation of an integrated model covering groundwater-river-offtake-discharge. Fig. 2b (Page 6) is an outline piezometric map of the Champigny aquifer displayed for checking before printing.

These resources have been in existence for some time, but have only recently come into regular use.

The experience gained over the last twenty years has changed the way in which models are used. Employed at first as tools for understanding and forecasting, they now fulfil the function of true management tools.

Fig. 3 (Page 7) and the accompanying Tables summarize the Moulle-Dunkirk operation with artificial recharge. The model, made up of square meshes of different sizes, was first used to balance the catchment so as to lose as little water as possible. In two years the cost of the model was balanced by the savings achieved. Also, every year at the end of the wet season, the model is used to determine the predetermined artificial recharge level. This predetermined level takes account of the rainfall expected in each month and of the corresponding heavy, medium or light infiltration. The Société Lyonnaise des Eaux estimates that there has been an improvement of 20% in the costly injections of water. This result has been achieved because it was the operator who exercised direct control of the model, not the computer centre.

2. Integrated models

Today's major advance lies, however, in the field of model integration, which embraces at the same time groundwater and rivers, land use, catchment systems, water transport and storage, water offtake and effluents. The fact is that the programming of the water supply to domestic and industrial consumers and to farmers is seldom based on the exploitation of a single resource. Again, different water resources are rarely controlled by one type of plant. Added to this is the frequent need to allow for the effluents discharged by consumers and for transfers of water, especially in basins providing hydroelectric power.

The technique which has become widespread is based on the ideas underlying the CEQUEAU model developed by the Canadian team in Quebec and involves dividing the territory into units for which a chronological and spatial water balance is established. Each unit is called an 'element', and the first applications, as in the case of the Abruzzi study carried out by the Fund for the Development of Southern Italy, made use of square meshes. Fig. 4 (Page 8) summarizes the hydrological cycle simulated by this model.

Water is precipitated. If the prevailing meteorological conditions are cold, then, according to altitude, the precipitation is stored as snow. Alternatively, the snow melts. The water falls to the ground and some of it evaporates depending on the type of fissuration of the soil and the evaporation potential. The rest percolates into the crust of arable ground where it restores, if necessary, the soil's moisture supply. The flow of

irrigation water on the other hand evaporates according to the unsatisfied deficit. The balance percolates via the unsaturated top soil, depending on its relative permeability, into the groundwater. The groundwater flow is traditionally governed by Darcy's law.

The runoff is fed by the precipitation which has neither evaporated nor percolated into the soil. The slope of the ground combined with the force of gravity imparts motion to the runoff and this surface water is swollen by springs created by a mechanism of filtration acting in reverse.

At this level the system already constitutes an integrated model, which is complemented by human agency in the form of water impounded by dams, the transport of water by canals, forced-flow offtakes and conduits, consumer effluents, irrigation and the drawing off of water from rivers and groundwater supplies. It therefore provides a management tool.

To build up a model of this kind a whole battery of data are required:

- Historical data on rainfall and temperatures
- Topography and height of groundwater roof and barriers
- Ground cover, agriculture, crops, forests, rocky terrain, towns, lakes and dams
- Lithology and parameters of groundwater, geology
- Catchment and effluent—historical and distribution data
- Irrigation—historical and distribution data
- Dam operation—discharges and forced supply
- Potable water transportation and distribution system.

This, fairly recent, type of model is multi-disciplinary in character, and that is the prime reason why it is not yet very widespread.

It should also be noted, however, that it calls for extensive and readily available computer facilities. A model like that for the Abruzzi, comprising some 1500 elements, requires a storage capacity of up to 500,000 numbers if it is to be easy to use.

It also takes computer time. To forge the model into an effective tool, two conditions must therefore be satisfied. The first is that the team must be efficient and well coordinated, and the second is that, right from the start, no dissension must be caused by differentiating the decision makers from the engineers.

During the last decades, this distinction has been invoked to explain difficulties. But it has itself fuelled the problems in exactly the same way as the distinction drawn between computer engineers and computer users. Here again, modern data processing technology, given widespread use and the conversational mode of operation, will gradually break down the barriers.

Fig. 5 (Page 9) illustrates the quality of the adjustments made over 50 years for reconstituting the rates of flow of rivers bearing in mind the gradual provision of hydraulic facilities and catchment systems.

Fig. 6 (Page 9) shows an improvement in the application of models to given areas. Square, rectangular, triangular and polygonal elements have proved their worth when dealing with groundwater models, but they are troublesome when we come to consider the management of the runoff in catchment areas. Administrative divisions, the limits of irrigation schemes, urban developments, forests and, in short, every important aspect of the territorial infrastructure deserves to be clearly reflected in the configuration of the water management model.

It is for this reason that integrated models have been developed by reference to element shapes which take account of:

- administrative units and areas,
- hydrological areas,
- aquifers,
- irrigation limits,
- morphology and topography.

Fig. 6 illustrates the application of such a model to the Monti Lepini area south of Rome. Figs. 6a, 6b, 6c and 6d (Pages 9-10) show respectively the hydrological basins, the various hydrogeological units, these two superimposed on one another, and the final configuration of the elements which takes account of the land use and morphology as well as of the agricultural, urban and administrative divisions.

Clearly, this model is no more complicated than the one before, but it does call for increased computer resources.

3. Investment planning

As soon as more than one water resource can be tapped and distributed in various ways to satisfy the needs of different consumers, the models become complicated.

In the first place, they are often required to perform somewhat different functions.

In the light of the preceding remark, the first task is to arbitrate between consumers by allocating water resources and available capital. To perform this job thoroughly requires the processing of a great deal of data, which are expensive to gather.

It is therefore desirable that, once the course of action has been chosen, the same model should serve to establish the best management guidelines and, if possible, to monitor the effective future exploitation of the investments made. For this purpose, a classical technique of operational research, linear programming, is available. This technique provides a means of optimizing the benefit expected from an item of equipment when its operation is governed by a range of constraints. These constraints arise from the simple fact that the water, the available credit, the personnel and the resources are limited.

Not only are linear programs easily computerized, but excellent programs are actually in existence. These are usually supplied by the makers of the hardware or by service companies specializing in the optimization of systems subject to constraints. This is an excellent method of determining how to get the most out of equipment under known conditions.

However, the task is to choose between conflicting options involving no very great difference in capital or operating costs. This puts another complexion on the problem, and optimization no longer provides the answer, since unquantifiable political priorities assume a very clear significance. In actual fact an optimum is arrived at, but in relation to one function only, known as the 'target' function. Accepting this as the sole criterion implies that the community constitutes a single entity which accepts that choices are made by reference to one criterion only. Furthermore, the time factor plays a part in development programmes, and this element is introduced into the calculations by applying a discount rate. If the rate selected is high, this argues against technical solutions involving high capital and low operating costs, and vice versa.

Very often it also becomes clear that the course of action chosen as the best will not in fact be accepted because it penalizes a priority consumer.

In order to make the calculations 'realistic', they are therefore weighted to favour the interests of such users.

It now becomes clear why models of this type have been little used in choosing between conflicting plant investment policies affecting consumers in competition for the available water resources and funds. The fact is

that the underlying hypotheses are not clearly established.

A preferable solution is to work in the opposite direction.

The first point to bear in mind is that water management planning is difficult as we generally have little prescience of future events. As the past demonstrates that the future is difficult to predict, the scenario technique has been widely developed. This consists in envisaging future situations which, while it is not certain that they will actually arise, are nonetheless internally consistent and form a probable framework in which to view the future. The technique enables the planner to assess, not with certainty but in a consistent manner, the future demand for water of domestic, agricultural and industrial interests.

We shall now consider this technique as it is applied by the Agence de Bassin Seine Normandie (the Normandy Seine Water Authority) which caters for a population of 15 million over an area of 110,000 square kilometres (Fig. 7) (Page 11).

The territory has been divided up into administrative units or zones grouped into hydrological units so that results can be assembled relating to catchment areas or to administrative units, i.e. district, department or region, at the level where the decision is to be taken.

Two programs are used to perform calculations concerning the population and economic output on the basis of a set of assumptions about types of domestic consumption, the type of energy supply and the import and export structure—in short, by reference to a Leontief type classical macroeconomic model. This is supplemented by a demographic model which, among other checks, verifies that the developments contemplated are realistic in terms of employment.

As early as 1977, these tools were used to evaluate the production and employment situation which we are experiencing at present.

Used at national level, the model provides information about the region covered by the Authority, and the production and demographic data corresponding to the various scenarios are converted into the industrial, agricultural and domestic water requirements.

The water requirement embraces both the tapping of fresh water resources and the discharge of waste water which has to be treated in order to protect the natural environment.

The second level of operation relates to satisfying the evaluated demand. Here, water resources are allocated not by optimizing a target function but on the clear basis of the developments envisaged. It is, for example, clearly stated that priority is to be given to purification rather than dilution of pollutants instead of leaving the machine to take this decision by itself.

The fact that simulation, not optimization, is employed means that the calculation time for each scenario is reduced from several hours to a few seconds. Thanks to this fact, the Normandy Seine Water Authority has been able to consider nearly 400 variables affecting 300 elements. In-depth investigation has therefore been possible.

The facility is completed by a procedure for interrogating the files of data and results in the conversational mode and by the possibility of effecting simple changes in the scenarios. An analysis of 18 scenarios has provided an insight into the interactions concerned.

The next stage is the analysis of the plans for funding the selected plant investment programmes. This has been carried out at national level.

The chief obstacle in the path of the wider use of this kind of tool is undoubtedly its very comprehensive character, since it calculates not merely the agricultural,

domestic and industrial demand for water but also the quantities of water drawn from the various resources, their development and management, dams, diversions, transfers and purification plant as well as the flow rates of watercourses and their quality in terms of oxygen, nitrogen compounds, phosphates and biological oxygen demand. The economy, the demography, the hydraulic resources, the environment and the development of the territory are all taken into consideration at the same time. On the other hand, the attraction is the ability, once the tool has been set up, of assessing the consequences important events are likely to have on the management of water resources, the planning of which is a continuous process calling for heavy long-term investments.

Conclusion

Models for the management and planning of water resources go back rather more than twenty years. Those now being developed are immeasurably more complex than those of the sixties as they take into account a far broader spectrum of the problems posed by water management. The available data processing facilities make the work easier, but the work itself is greater in volume and more comprehensive.

The world has changed. The interplay between the social scene and economic activity has become the basis of the economy and today's models are a mirror of our age.

Y. Emsellem, Président d'ArLab, Sophia Antipolis, Valbonne, France.

Introduction

Les modèles mathématiques utilisés pour la planification des ressources en eau sont nés il y a un peu plus de vingt ans avec les ordinateurs. Leurs progrès ont été parallèles.

Les modèles classiquement utilisés aujourd'hui sont le plus souvent sectoriels. Ils concernent généralement un seul aspect: l'eau souterraine ou l'eau superficielle, l'ensemble de la ressource, les besoins ou la demande en eau, les rejets polluants et leur devenir dans le milieu naturel, la préparation des équipements et des investissements, l'activité économique et l'environnement, la distribution de l'eau, le financement des programmes. Les modèles intégrés sont plus rares.

Cette limitation a plusieurs raisons.

Pour construire un modèle intégré, prenant en compte différents aspects d'une décision, il faut réunir dans une même équipe les compétences concernées, coordonnées et non pas juxtaposées.

Il faut ensuite rassembler et traiter les données sur l'ensemble des facteurs physiques, techniques, économiques et financiers. Ce n'est pas simple si les outils sont chers et compliqués à utiliser par un non spécialiste. Or les ordinateurs des années 60 étaient chers, compliqués et surtout, servis par des équipes jalouses du prestige attaché à leur fonction.

Vingt ans plus tard, le panorama a changé. Le standard de l'utilisation de l'ordinateur est donné par la réservation des places d'avion, effectué par un personnel non informaticien. Les constructeurs ont fait un effort pour faciliter l'emploi des machines, et la diffusion explosive des mini-ordinateurs, de moins en moins petits, a eu un double effet: d'abord rendre l'outil plus accessible, en permettant au praticien de se passer d'intermédiaires pour accéder à la machine, ensuite accélérer la formation de plus en plus de monde à la maîtrise de l'outil. Et il faut bien reconnaître, en 1982, que les dernières générations font preuve d'une habileté surprenante à se servir des ordinateurs: elles sont nées avec eux.

Enfin, le progrès technique est une chose, l'évolution des idées en est une autre. Il est peu agréable de confier ses décisions à une machine, tout particulièrement lorsque la réponse est constituée par un épais listing. Les mini-ordinateurs ont été accompagnés, dans leur développement, par des écrans qui permettent de visualiser en texte et en tableaux, ou en diagrammes, les résultats des calculs. Ces mêmes écrans sont le moyen de modifier les données, donc les hypothèses de travail. En bref, ils sont le court circuit entre l'utilisateur, ingénieur, économiste, géologue, financier, administrateur, et la machine.

Le coût des matériels permet de mesurer le chemin

parcouru. En 1970 une console interactive, utilisée-mal-pour converser avec l'ordinateur, coûtait, avec son environnement, 80.000 dollars. Pour 80.000 dollars de 1982, on a un ordinateur qui travaille aussi vite qu'une machine payée en 1970 un million de dollars.

Bien sûr avec la machine de 1980, on a une console pour travailler en conversationnel. Le déverrouillage apporte progressivement dans les habitudes par ces moyens, l'expérience acquise dans le maniement des modèles.

L'amélioration de la précision permise par le stockage de quantités de plus en plus grandes de données ont provoqué la mise en chantier des modèles appelés intégrés. Voyons quelques applications.

1. Progrès dans les outils

Une part notable des progrès accomplis pendant la dernière décennie provient du matériel, plus simple, plus puissant.

La capacité de mémoire des ordinateurs a cru pour un prix qui s'est écrasé. En 1970, un usager disposait difficilement de mémoires centrales permettant de stocker 60.000 nombres. En 1982, les plaquettes représentant le double de cette capacité mémoire, que l'on incorpore à la machine en quelques minutes, coûte moins de 20.000 dollars.

Les traits continus sur la Fig. 1 représentent les périodes pendant lesquelles les mesures pluviométriques ont été effectuées sur 731 pluviomètres—un par ligne horizontale—entre 1921 et 1970, sur le territoire du Latium. Un tiers de l'information environ, manque, et la Cassa per il mezzogiorno a fait procéder au traitement de cette information pour reconstituer les données manquantes.

Pour 50 années, soit 600 mois de mesures sur 731 pluviomètres, on a donc un tableau de 438 600 données. Pour la traiter, en 1978, sur CDC 7600, une des plus puissantes machines de l'époque, il a fallu tronçonner le tableau en 11 blocs de 40 000 données. En 1982, le modèle du Maestrichtien du Sénégal, réalisé par le Ministère de l'hydraulique avec le concours du Fonds Européen de développement, occupe une place mémoire de 230 000 nombres, sur un gros mini-ordinateur moderne, sans aucune précaution. *La rapidité* a suivi: pour le modèle du Maestrichtien, de 3200 mailles sur 4 couches, un scénario d'exploitation à long terme est obtenu en 24 heures, passées essentiellement aux calculs machines, impression et dessin compris.

Sur un gros centre de calcul tel que celui évoqué précédemment, quatre à cinq jours sont nécessaires pour le même travail: la saisie des données et le contrôle des résultats obtenus en conversationnel, ont donc été

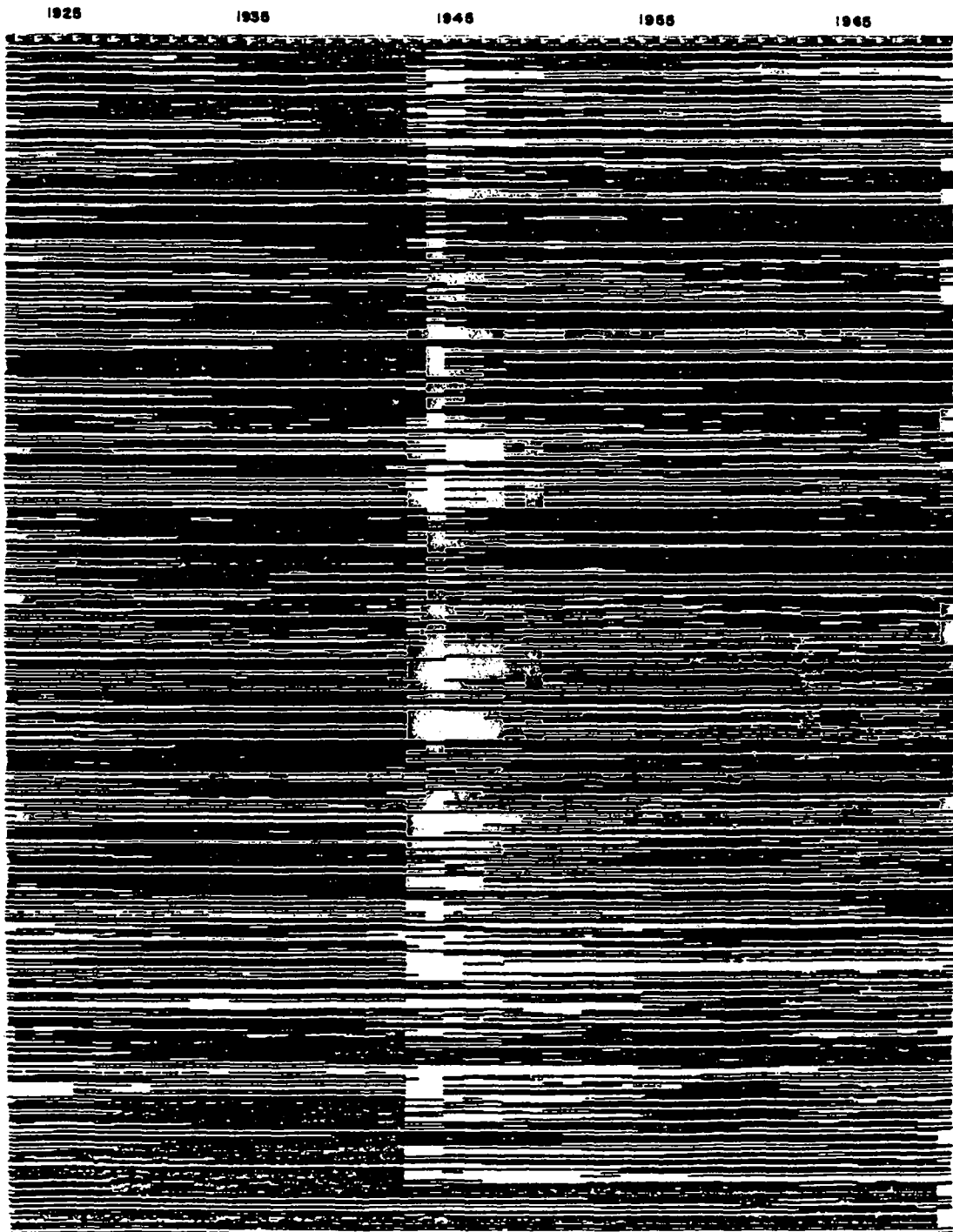


Fig. 1. Reconstitution des données manquantes

nettement accélérés. *Le confort* de l'utilisateur a donc nettement été amélioré.

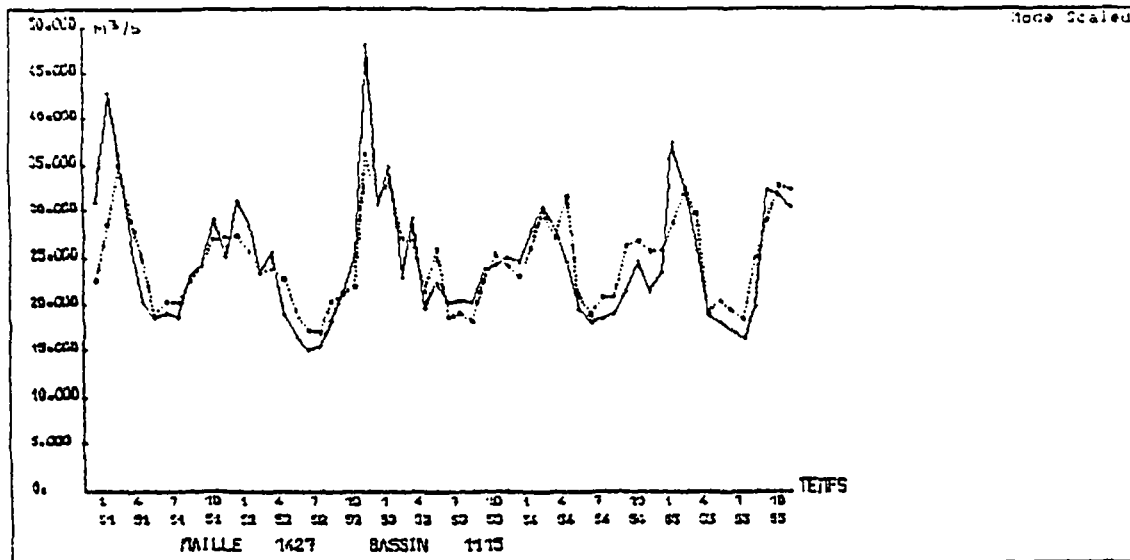
La Fig. 2 donne deux exemples de *hardcopies*, c'est-à-dire de restitution sur papier du contenu d'un écran graphique. En 2a apparaît un document de travail pendant l'ajustement d'un modèle intégré nappe-rivière-prélèvement-rejets. En 2b apparaît l'esquisse de la carte piézométrique de la nappe de Champigny affichée pour contrôle, avant son impression. Ces moyens existent depuis longtemps. Ils sont utilisés couramment depuis peu de temps.

L'expérience acquise depuis vingt ans a modifié l'usage des modèles. Initialement utilisés pour comprendre et prévoir, on les utilise maintenant comme de vrais outils de gestion.

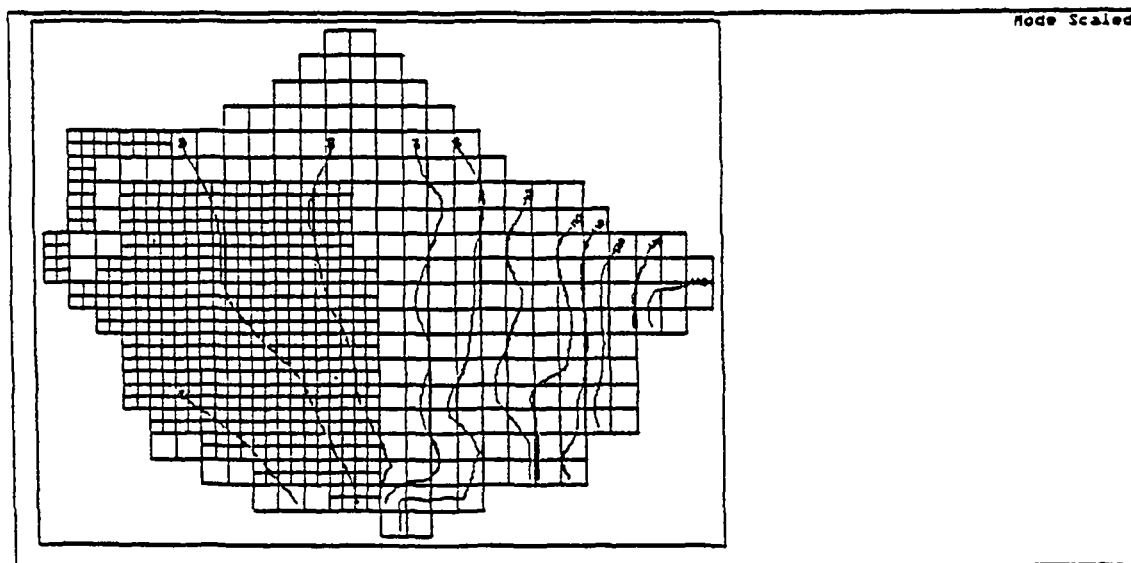
La Fig. 3 et les tableaux joints résument le cas de

l'exploitation avec réalimentation artificielle de Moule-Dunkerque. Le modèle, constitué de mailles carrées de tailles différentes, a d'abord servi à équilibrer le dispositif de captage pour perdre le moins possible d'eau. En deux ans, le coût du modèle a été amorti par les économies obtenues. Ensuite, tous les ans, en fin de période humide, la consigne d'exploitation de la réalimentation artificielle est élaborée grâce au modèle. Cette consigne tient compte pour chaque mois des précipitations envisageables, donc de l'infiltration forte, moyenne ou faible. L'amélioration sur les injections d'eau, qui sont coûteuses, est estimée à 20% par la Sté Lyonnaise des Eaux.

Ce résultat a été obtenu parce que l'exploitant a piloté directement l'utilisation du modèle, non le centre de calcul.



2a



2b

Fig. 2. Documents de travail/ Ajustement des modèles

2. Les modèles intégrés

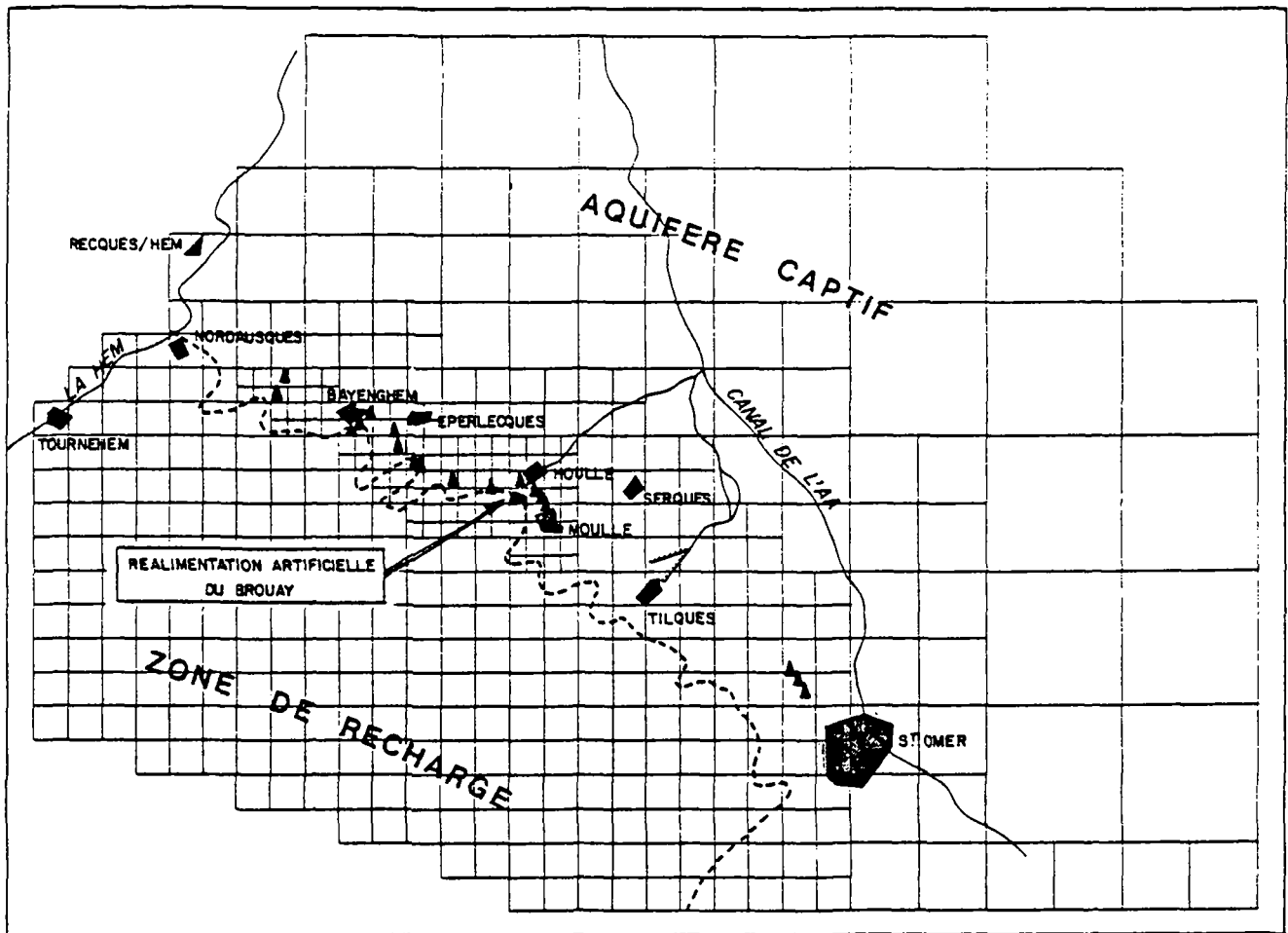
Mais le gros progrès actuel est l'intégration des modèles, c'est-à-dire la prise en compte simultanée des nappes et des rivières, de l'occupation du sol, des ouvrages de captage, de transport et de stockage, des prélèvements et des rejets. En effet, la programmation de l'alimentation en eau des usagers domestiques et industriels, et de l'agriculture se fait rarement à partir d'une seule ressource. La maîtrise des différentes ressources en eau est rarement effectuée à l'aide d'un seul type d'équipement. De plus, il faut souvent tenir compte du débit rejeté par les utilisateurs, ainsi que des transferts, tout particulièrement dans les bassins ayant une utilité hydroélectrique.

La technique qui s'est diffusée, à partir des idées du modèle CEQUEAU développé par l'équipe canadienne du Québec, consiste à découper le territoire en éléments pour lesquels un bilan des eaux dans le temps et l'espace est calculé. Chaque élément est appelé une maille, et les premières applications, telles que celle des Abruzzes, réalisée par la Cassa per il Mezzogiorno, utilisaient des mailles carrées. La Fig. 4 résume le cycle hydrologique simulé par ce modèle: l'eau tombe du ciel. Si les conditions météorologiques sont froides, et selon

l'altitude, cette pluie se stocke en neige, ou au contraire, la neige fond. L'eau tombe sur le sol, et une partie s'évapore, selon le type de fissuration du sol et le potentiel d'évaporation. Le reste s'infiltré dans la frange de terre arable, pour reconstituer, si nécessaire la réserve d'humidité du sol. Les débits d'eau d'irrigation s'évaporent, de leur côté, en fonction du déficit non satisfait. Le solde s'infiltré, à travers la frange non saturée, en fonction de la perméabilité relative du sol, puis passe à la nappe. L'écoulement souterrain est classiquement régi par la loi de Darcy. L'écoulement de surface est alimenté par l'eau météorique qui ne s'est ni évaporée ni infiltrée. La pente du sol est le moteur, avec la gravité, de l'écoulement de surface, et les sources viennent grossir ce débit superficiel, grâce au mécanisme de filtration fonctionnant en sens inverse.

À ce niveau cet outil est déjà un modèle intégré. Il est encore complété par les actions de l'homme: stockage de l'eau dans les barrages, transport par canaux, dérivations ou conduites forcées, rejet des usagers, irrigation, captage en rivière ou en nappes, c'est un outil de gestion.

Pour réaliser un tel modèle, il faut tout un ensemble de données:



MOIS	AVRIL	MAI	JUIN	JUIL.	AOUT	SEPT.
Besoins globaux $10^3 m^3$	1 541	1 592	1 618	1 553	1 618	1 611
Gite Moule-Mouille	529	580	580	541	606	599
Gite Eperlecques	735	735	735	735	735	735
Forages divers	277	277	277	277	277	277
Réalimentation artificielle	0	0	0	272	389	441

Prévisions = Eté 1979.

MOIS	OCT.	NOV.	DEC.	JANV.	FEV.	MARS
Besoins globaux $10^3 m^3$	1 582	1 566	1 670	1 706	1 530	1 614
Gite Moule-Mouille	570	554	658	694	518	602
Gite Eperlecques	735	735	735	735	735	735
Forages divers	277	277	277	277	277	277
Réalimentation						
Ieff faible	505	518	569	635	467	544
Ieff moyenne	505	518	518	518	311	376
Ieff forte	505	518	414	362	129	155

Prévisions = Hiver 1979.

Fig. 3. Réalimentation artificielle de Moule-Dunkerque

- historique des pluies et des températures,
- topographie, et altitude du toit et du mur des nappes,
- couverture du sol, cultures, forêt, roches, villes, lacs et barrages,
- lithologie et paramètres des nappes, géologie,
- captages et rejets, historique et distribution,
- irrigation, historique et distribution,
- utilisation des barrages, lachures et alimentation forcée,

- réseau de distribution et de transport de l'eau potable.

Ce type de modèle, relativement récent, est pluridisciplinaire. C'est la première raison pour laquelle il n'est pas encore très répandu. Mais il faut aussi noter qu'il exige des moyens informatiques importants et très disponibles. Pour un modèle comme celui des Abruzzes, qui fait environ 1500 mailles, la capacité de stockage nécessaire atteint 500 000 nombres, si l'on veut s'en servir facilement.

Il consomme également du temps machine. C'est

SCHEMA DE COMPORTEMENT HYDROLOGIQUE POUR UNE CELLULE OU MAILLE

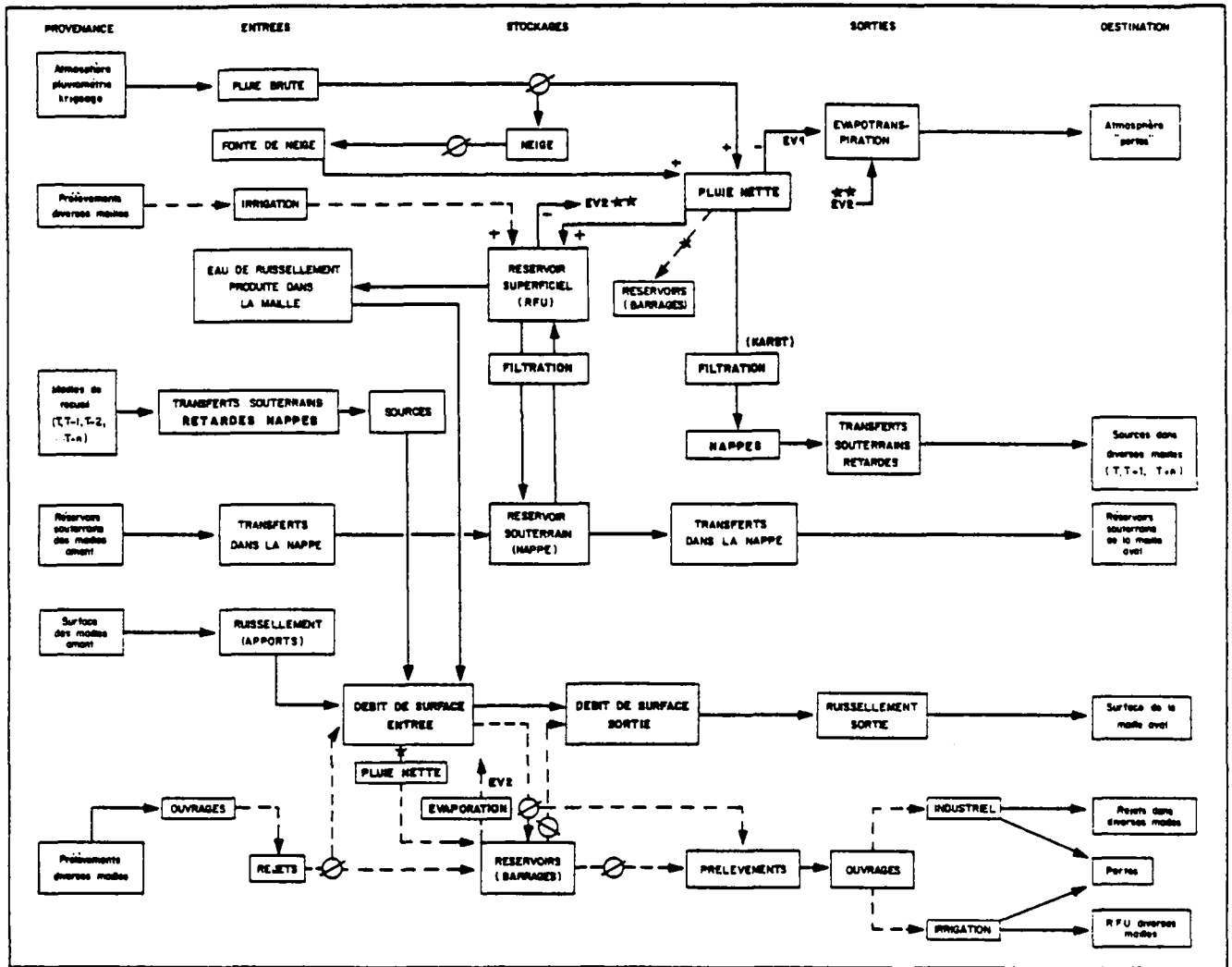


Fig. 4. Modèle de gestion intégrée des Abruzzes

pourquoi il faut deux conditions pour en faire un bon outil: avoir une bonne équipe, bien coordonnée, et, surtout, dès le départ, ne pas créer de clivage en distinguant décideurs et ingénieurs. Pendant les dernières décennies, cette distinction a cherché à expliquer les difficultés, mais, simultanément, elle les a entretenues, exactement comme la distinction entre informaticiens et utilisateurs. Encore une fois, l'informatique moderne, conversationnelle et répartie, va progressivement rompre les barrières.

La Fig. 5 montre un exemple de la qualité des ajustements obtenus sur 50 ans pour la reconstitution des débits de rivière, tenant compte de la mise en service progressive des ouvrages et des captages.

La Fig. 6 représente une amélioration apportée à la modélisation territoriale. Les mailles carrées, rectangulaires, triangulaires ou polygonales ont fait leurs preuves pour les modèles de nappes.

Mais elles sont gênantes lorsque l'on travaille également sur les bassins hydrologiques, pour équiper les eaux de surface. Mieux, les contours administratifs, les périmètres d'irrigation, l'emprise des villes, des forêts, bref tout ce qui est un fait important dans l'aménagement du territoire mérite de voir apparaître clairement ses contours dans la modélisation de la maîtrise de l'eau.

C'est pourquoi, le modèle intégré a été développé en considérant des mailles dont les limites tiennent compte:

- des régions et des entités administratives,

- des bassins hydrologiques,
- des aquifères,
- des périmètres d'irrigation,
- de la morphologie et de la topographie.

La Fig. 6 résume l'application à la région des Monti Lepini au Sud de Rome. Les dessins 6a, 6b, 6c et 6d représentent respectivement les bassins hydrologiques, les différentes unités hydrogéologiques, leur superposition, et le tracé final des mailles tenant compte de l'occupation des sols et de la morphologie, des unités agricoles, urbaines et administratives.

Bien évidemment, ce modèle n'est pas plus compliqué que le précédent, mais il exige davantage de moyens informatiques.

3. La préparation des investissements

Dès l'instant où plusieurs ressources, pouvant être captées et distribuées de plusieurs façons, peuvent satisfaire différents usagers, les modèles se compliquent. Tout d'abord, on leur assigne souvent des fonctions assez différentes.

La première question posée, d'après l'énoncé ci-dessus, est d'arbitrer entre usagers en attribuant de l'eau et des investissements.

Pour bien traiter cette question, il faut préparer beaucoup de données, dont le rassemblement coûte cher.

On souhaite donc, une fois les options choisies, que

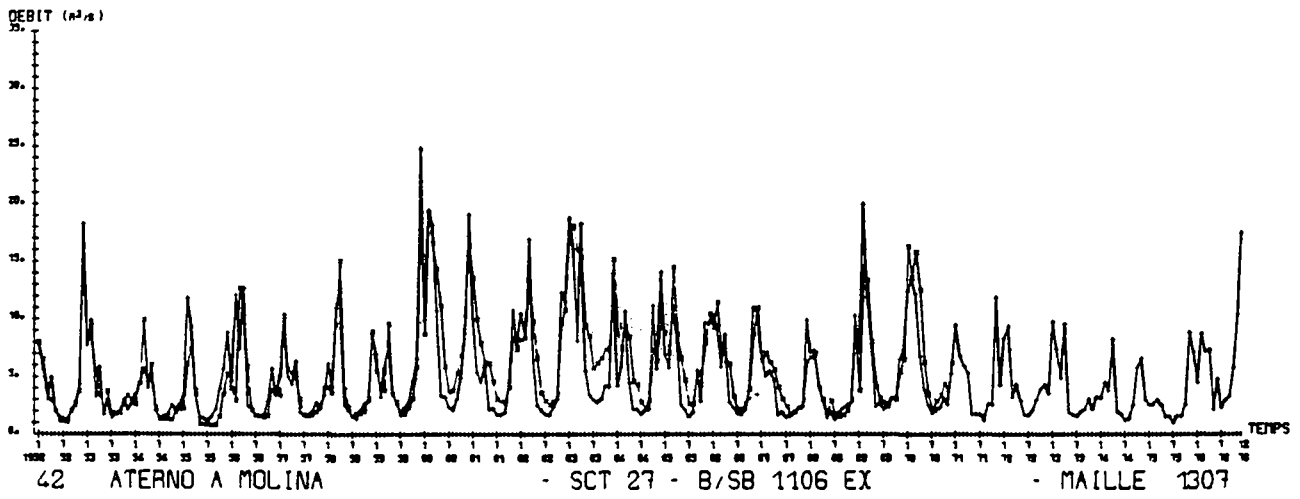
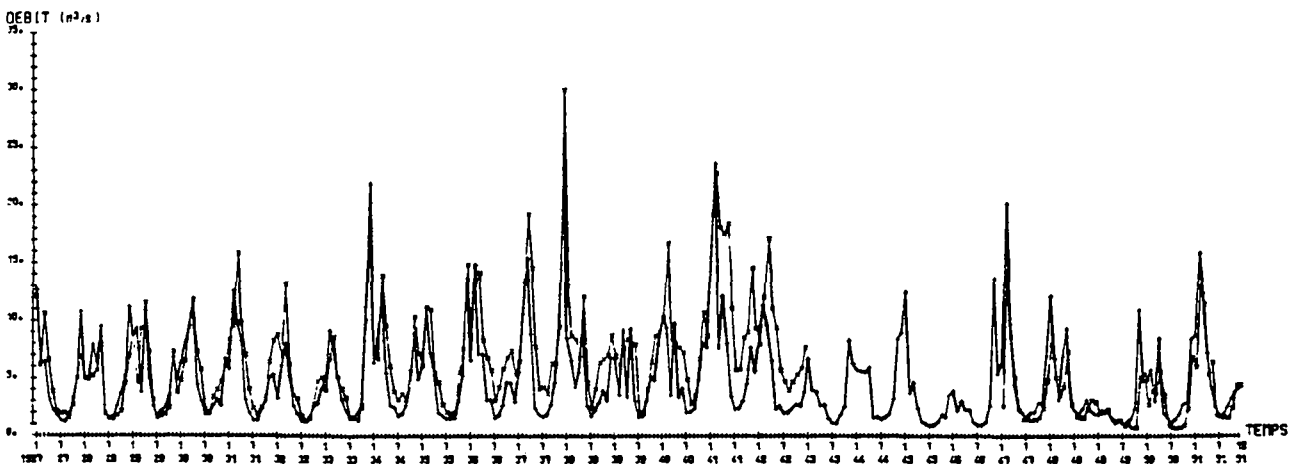


Fig. 5. Ajustement des débits/Modèle intégré nappes-rivières des Abruzzes

Fig. 6. Modèle des Monti Lepini/Maillage

6a: Hydrologie



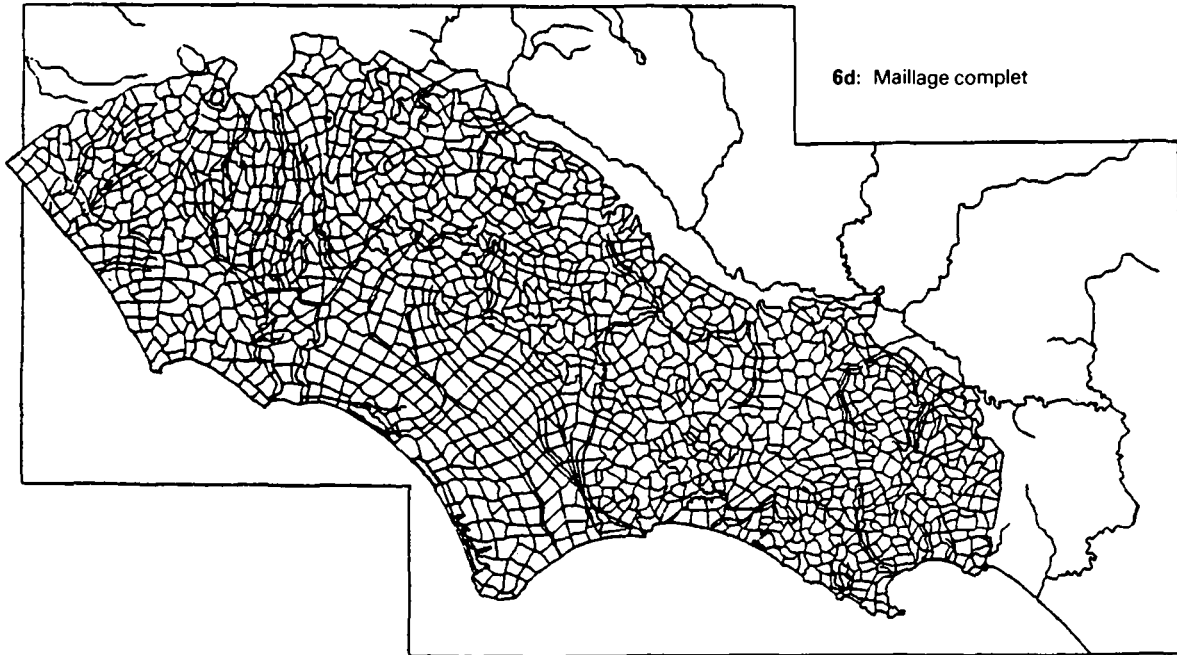
6b: Hydrogéologie



6c: Superposition



6d: Maillage complet



le même modèle serve à fixer les règles de gestion optimale, et, si possible, à contrôler, dans le futur, le bon usage des investissements réalisés. Or il existe une technique classique de recherche opérationnelle, la programmation linéaire, qui permet d'optimiser le revenu attendu d'un équipement lorsque l'on est soumis à un ensemble de contraintes. Ces contraintes expriment tout simplement que l'eau, les crédits, les hommes, les ressources, sont limités.

Non seulement la programmation linéaire est facile à programmer sur ordinateur, mais il existe d'excellents programmes, fournis en général par les constructeurs ou les sociétés de service qui optimisent sous contraintes. Cette méthode est excellente pour savoir comment faire le meilleur usage des équipements dans un environnement connu.

Mais s'il s'agit d'arbitrer entre des options opposées, dont les coûts d'investissement ou de fonctionnement ne sont pas très différents, le problème est différent et l'optimisation ne convient plus, car le poids des priorités politiques, non quantifiables, apparaît très clair.

En effet, l'optimum est obtenu, mais pour une seule fonction, dite fonction objectif. L'accepter comme critère unique signifie implicitement que la collectivité est unique, et accepter un critère de choix unique. Mieux, le temps intervient dans les programmes d'aménagement, et il s'introduit dans les calculs au moyen d'un taux d'actualisation.

Si le taux choisi est fort, il défavorise les solutions techniques à fort investissement et faibles frais de fonctionnement, et vice versa.

Dans de nombreux cas, on s'aperçoit également que la solution sélectionnée comme optimale ne sera pas optimale, ne sera pas acceptée dans la réalité, car elle pénalise un usager prioritaire.

Pour rétablir le "réalisme" des calculs, une pondération favorable est donc donnée aux revenus de ces usagers.

On comprend donc pourquoi ce type de modèle a eu peu d'applications, pour trancher entre options contrastées d'équipement concernant des usagers en compétition pour l'usage des ressources ou des crédits, car les hypothèses de base ne sont pas clairement affichées.

Il est préférable de procéder en sens inverse.

Tout d'abord préparer un plan d'aménagement des eaux est difficile, puisque l'on connaît mal, en règle générale, le futur. Comme le passé récent montre qu'il est difficile à prévoir, la technique des scénarios s'est largement développée. Elle consiste à travailler sur des situations futures dont on ignore si elles auront lieu, mais dont on est sûr de la cohérence, et dont on pense qu'elles encadrent le futur. C'est un moyen d'évaluer la demande en eau domestique, agricole, industrielle, pour le futur, non pas de façon certaine, mais de façon cohérente. Décrivons ce travail pour l'Agence de Bassin

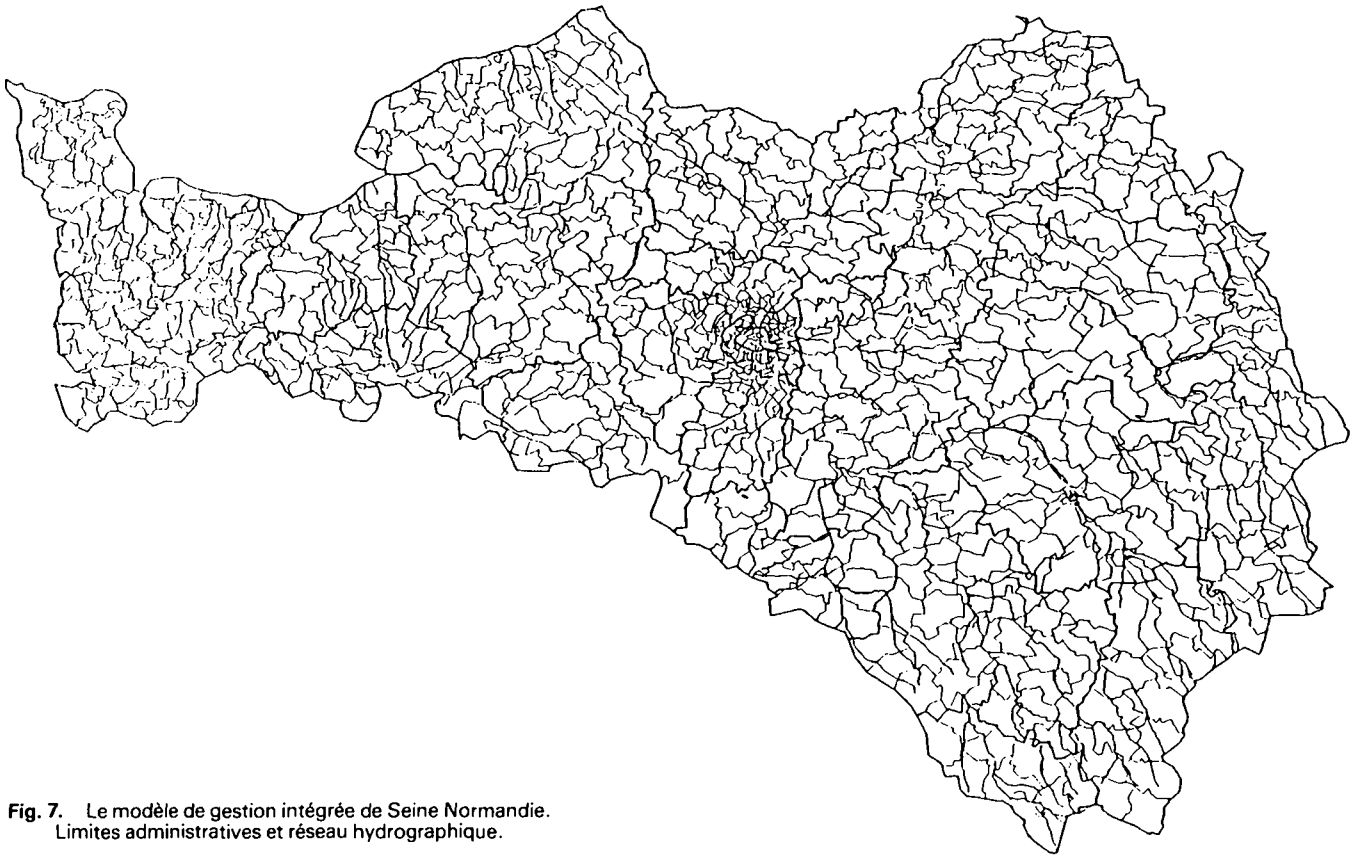


Fig. 7. Le modèle de gestion intégrée de Seine Normandie.
Limites administratives et réseau hydrographique.

Seine Normandie, qui représente 15 millions de personnes sur 110.000 km². (Fig. 7).

Le territoire a été découpé en unités administratives, les cantons, regroupés en unités hydrologiques, de façon à pouvoir agglomérer les résultats soit en bassins, soit en unités administratives, arrondissement, département ou région, au niveau desquelles se fait la décision.

Deux programmes font des calculs de population et de production économique à partir d'un jeu d'hypothèses sur les types de consommation des ménages, du mode d'approvisionnement énergétique, de la structure des imports et des exports, en bref dans un modèle macroéconomique classique de type Leontieff. Il est complété par un modèle démographique qui permet, entre autres contrôles, de s'assurer que les développements envisagés sont, en termes d'emploi, réalistes. Ces outils ont, du reste, dès 1977, évalué la situation observée en production et emploi à l'heure actuelle. Utilisé à l'échelle du pays, le modèle est régionalisé sur l'Agence, et les productions et populations des différents scénarios sont transformés en demande en eau industrielle, agricole et domestique.

La demande en eau est à la fois un prélèvement d'eau douce et un rejet d'eau polluée, qu'il convient d'épurer pour protéger le milieu naturel. Le second niveau consiste à satisfaire les besoins évalués, en affectant les ressources en eau, non pas en optimisant une fonction objectif, mais en affichant clairement les aménagements envisagés. On annonce par exemple très clairement que l'on donne la priorité à l'épuration sur la dilution des pollutions, au lieu de laisser la machine faire ce choix par elle-même.

Le fait de simuler au lieu d'optimiser ramène les temps de calcul pour chaque scénario de plusieurs heures à quelques secondes. Pour l'Agence Seine Normandie, il a été possible de considérer, de ce fait, près de 400 variables pour 300 cellules permettant ainsi d'entrer dans le détail. Une procédure d'interrogation

des fichiers de données et de résultats, sur le plan conversationnel, et la possibilité de faire varier simplement les scénarios, complète l'outil. L'analyse, de 18 scénarios a permis de comprendre les interactions.

La phase suivante consiste dans l'analyse des plans de financement des programmes d'équipement retenus ce qui fut réalisé pour le pays.

Le principal obstacle à la diffusion de ce type d'outil est certainement son caractère très complet, puisqu'il calcule non seulement les demandes en eau agricoles, domestiques, industrielles, mais aussi les captages dans les différentes ressources, leurs aménagements, barrages, dérivation, transfert, station d'épuration, ainsi que les débits des cours d'eau et leur qualité, en oxygène, produits azotes et phosphates, et demande biologique en oxygène. L'économie, la démographie, l'hydraulique, l'environnement et l'aménagement du territoire sont considérés simultanément. Par contre l'intérêt est de pouvoir prendre en compte, une fois l'outil mis au point, les conséquences sur l'aménagement des eaux des événements importants. Car le plan des eaux est un processus continu qui crée des investissements lourds à long terme.

Conclusion

Les modèles d'aménagement et de plan des eaux ont à peine plus de vingt ans. Ceux que l'on réalise aujourd'hui sont sans commune mesure de difficulté avec ceux des années 60 car ils prennent en compte un panorama beaucoup plus vaste des problèmes de l'eau. Les outils informatiques disponibles facilitent le travail, mais le travail est plus important et plus complet.

Le monde a changé, l'interaction entre les acteurs sociaux et les activités économiques est devenue la base de l'économie, et les modèles modernes sont le reflet de leur époque.

L. Marton, East-Hungarian Planning Institute, Debrecen, Hungary.
"MODEL FOR AQUIFERS RECHARGED THROUGH SEMI-PERVIOUS LAYERS"

In performing hydrogeological investigations one often comes across cases in which aquifers are recharged through a semipermeable layer (or series of layers) from surface precipitation. Such circumstances are typically found in Quaternary deposits, in which the Lower (or Early) Pleistocene sediments generally have much greater permeability than Middle and Upper Pleistocene ones.

In the Carpathian Basin there are several places where aquifers are recharged through semipervious sediments and these areas are being morphologically elevated to a greater or lesser degree above the surroundings. Among such regions are the Nyírség area (in north-eastern part of Hungary), the Danube-Tisza Interstice Ridge and the Bácska-Ridge (the latter in Yugoslavia), which are known as recharge areas. Naturally in other parts of the world similar conditions are also to be found.

In Hungary, these Pleistocene deposits are the most important bases of the water supply within the lowland areas. In places the Pleistocene deposits can be as much as several hundred meters thick. Commonly the permeability of the Lower Pleistocene has an order of magnitude 3-4 times greater than that of the Middle Pleistocene, and is also greater than that of the Upper One.

For such recharge areas a simple, so-termed hydrological model will be introduced, by which the parameters of regional flow systems can be determined more easily and reliably than hitherto. The model, introduced in detail below, is called a hydrological one (HM), because beyond the hydraulic parameters the infiltration rate (areal recharge) can also be calculated on the basis of isotope methods using the simple forms of Dupuit-equations. The groundwater flow system is considered as a hydrological unit.

The hydrological model can be used in those cases in which the absolute or relative age of the water in some (or any) sections of the aquifer has been determined by isotope measurements. In such cases the average steady rate of infiltration between the observed sections may be calculated. When the average infiltration rate between the watershed and a certain section is determined, the hydraulic conductivity of the layers can be calculated.

The elaborated model is suitable for two-layered and three-layered systems.

The two-layered model is based on the hypothesis that the upper semi-confining layer has only vertical water flow, and in the aquifer horizontal water-transfer takes place. In the three-layered model the main characteristic features are the same, but limited horizontal water movement may also occur in the uppermost layer. In the regions mentioned above these criteria are fulfilled.

When the basic parameters of groundwater flow system have been determined from the hydrological model (HM), then an exact investigation of the flow system can be performed by using an analytical or numerical solution of the Laplace-equation.

The fluid potential values of the system, the horizontal and vertical flow velocities, and the areal recharge or discharge as a function of the distance from the watershed can be precisely calculated from the mathematical model (MM) worked out by Freeze and Witherspoon (1966).

Three-dimensional model

If the infiltration W is considered to be in a steady state

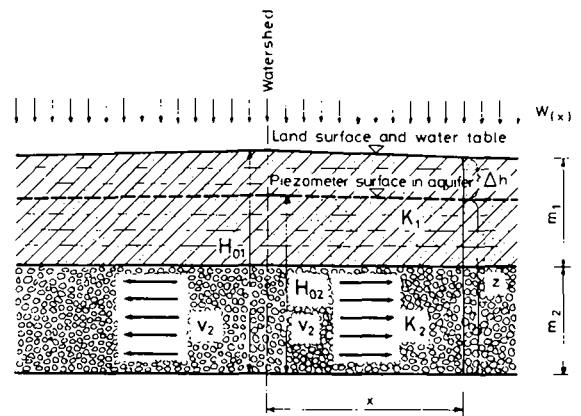


Fig. 1a

(permanent infiltration) and if a constant value along the distance is assumed, as we can see in Fig. 1a, the discharge rate of leakage through the area of x radius is:

$$Q = x^2 \pi W \quad (1)$$

On the other hand the rate of discharge of lateral flow in the aquifer is:

$$Q = 2 \pi m_2 x v_2 = -2 \pi m_2 x K_2 \frac{dz}{dx} \quad (2)$$

From the equality of equations (1) and (2) results:

$$-2 m_2 K_2 \int_{H_{02}}^z dz = W \int_0^x x dx \quad (3)$$

Integrating produces:

$$4 m_2 K_2 / H_{02} - z / = x^2 W_{(0-x)} \quad (4)$$

where $W_{(0-x)}$ is equivalent to the average rate of infiltration between the watershed and the section x .

The known values are: x, m_2, H_{02}, z

The unknown values are: K_2, W

The average horizontal flow velocity in the aquifer is:

$$v_2^p = \frac{Q}{A} = \frac{x^2 \pi W_{(0-x)}}{2 \pi x m_2} = \frac{x W_{(0-x)}}{2 m_2} \quad (5)$$

the actual flow velocity being:

$$v_2 = \frac{dx}{dt} = \frac{v_2^p}{\alpha} = \frac{x W_{(0-x)}}{2 \alpha m_2} \quad (6)$$

where α means the porosity of the aquifer.

If we are able to determine the age of the water in wells (or boreholes) at distances x_1 and x_2 with the aid of isotope concentration measurements, then we can state from Eq. (6):

$$\int_{t_1}^{t_2} dt = \frac{2 \alpha m_2}{W} \int_{x_1}^{x_2} \frac{dx}{x} \quad (7)$$

and after integrating, the rate of infiltration between places x_1 and x_2 becomes:

$$W_{(x_1-x_2)} = \frac{2 \alpha m_2}{t_2 - t_1} \cdot \ln \frac{x_2}{x_1} \quad (8)$$

It is not necessary to know the absolute ages of water, the relative ages or just the isotope concentrations are also sufficient:

$$t_2 - t_1 = \frac{T_{1/2}}{1n2} 1n \frac{C_{P1}}{C_{P2}}, \quad (9)$$

where $T_{1/2}$ = the half-life of the radio-isotope

C_{P1} = isotope concentration at distance x_1

C_{P2} = isotope concentration at distance x_2

In order to calculate the horizontal hydraulic conductivity (K_2) of the aquifer, it is necessary to determine the value of W in some places, since the $W_{(0-x)}$ in Eq. (10) is defined as the average rate of infiltration between the watershed and section x . Having established the mean value of $W_{(0-x)}$, the horizontal hydraulic conductivity may be calculated as follows:

$$K_2 = \frac{x^2 W_{(0-x)}}{4m_2(H_{02} - z)}. \quad (10)$$

The vertical hydraulic conductivity (K_1) of the semi-confining layer can be determined from the simple formula:

$$K_1 = \frac{m_1 W}{\Delta H}, \quad (11)$$

where W is the infiltration rate at x

($W \neq W_{(0-x)}$),

m_1 is the thickness of the semi-confining layer,

Δh is the head loss in the semi-confining bed at x .

Two-dimensional model

By analogy with the preceding the corresponding formulae valid in the case of a two-dimensional flow are:

$$W_{(x_1-x_2)} = \frac{am_2}{t_2 - t_1} 1n \frac{x_2}{x_1} \quad (12)$$

$$K_2 = \frac{x^2 W_{(0-x)}}{2m_2(H_{02} - z)} \quad (13)$$

$$v_2^2 = \frac{xW_{(0-x)}}{m_2} \quad (14)$$

$$K_1 = \frac{m_1 W}{\Delta h}, \quad (15)$$

where the symbols are the same as those used in Equations (5)-(11).

The model is also valid for a three-layered system. For two-dimensional flow, by analogy with the preceding, the following relationships are valid (the symbols are defined in Fig. 1(b)):

$$W_{(x_1-x_2)} = \frac{am_3}{t_2 - t_1} 1n \frac{x_2}{x_1} \quad (16)$$

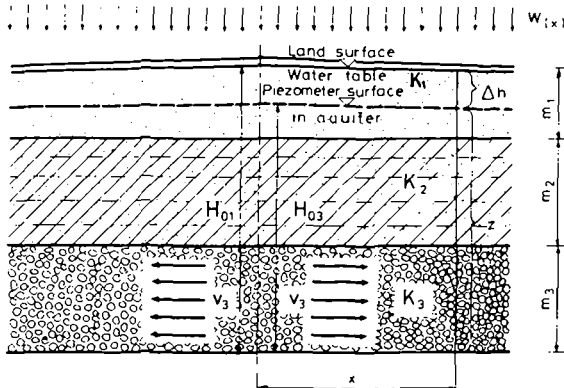


Fig. 1b

$$K_3 = \frac{x^2 W_{(0-x)}}{2m_3(H_{03} - z)} \quad (17)$$

$$v_3^2 = \frac{x W_{(0-x)}}{m_3} \quad (18)$$

$$\frac{\Delta h}{W} = \frac{m_1}{K_1} + \frac{m_2}{K_2} = \frac{m_1 + m_2}{\bar{K}_{1-2}}, \quad (19)$$

where \bar{K}_{1-2} is a complex hydraulic conductivity referring to the imaginary mixture of the two layers.

If the hydraulic conductivity of the upper layer is greater than that of the middle one but smaller than that of the lower layer ($K_2 < K_1 < K_3$), and the differences reach or exceed an order of magnitude of 1-2 (as e.g. in the Pleistocene deposits in Hungary, where K_1/K_2 is approximately 10^2 and $K_3/K_2 \approx 10^4$), then the first term is negligible and Eq. (19) may be rewritten as follows:

$$K_2 \approx \frac{m_2 W}{\Delta h} \quad (20)$$

It should be noted that the hypothetical constant rate of infiltration is not valid in reality, thus x_1, x_2 should be chosen in the middle third part of the recharge area, or one of them should be near the water-divide and the other near the end of the recharge area. In Fig. 2. we can see a conceptual outline of a simple groundwater flow system. The groundwater system, taken as a hydrological unit, is symmetrical relative to the mid-line between a valley bottom and a water divide, as was shown by Tóth (1962). The rate of the recharge and the discharge is a function of the distance, provided the slope of the surface is uniform and there are no changes in geological conditions.

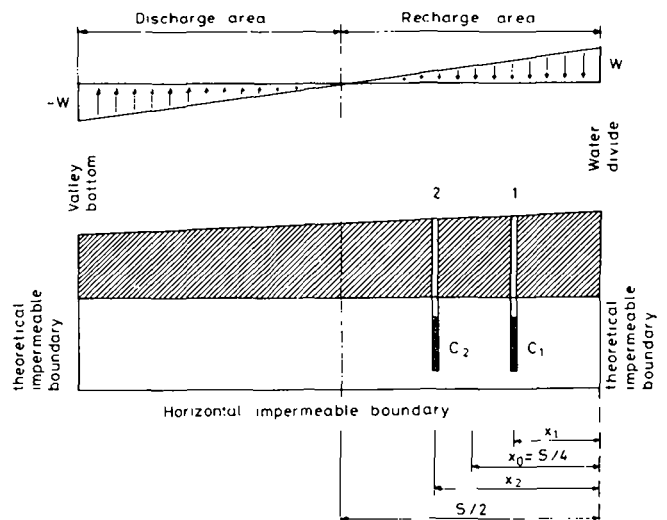


Fig. 2

If we want to determine not the average rate of infiltration on the recharge area, but the local value of it at a given distance x , then a correction factor C should be introduced.

The correction factor is:

$$C = 1 + \frac{x_0 - \bar{x}}{x_0}, \quad (21)$$

where

$$\bar{x} = \frac{x_1 + x_2}{2}; x_0 = \frac{s}{4}.$$

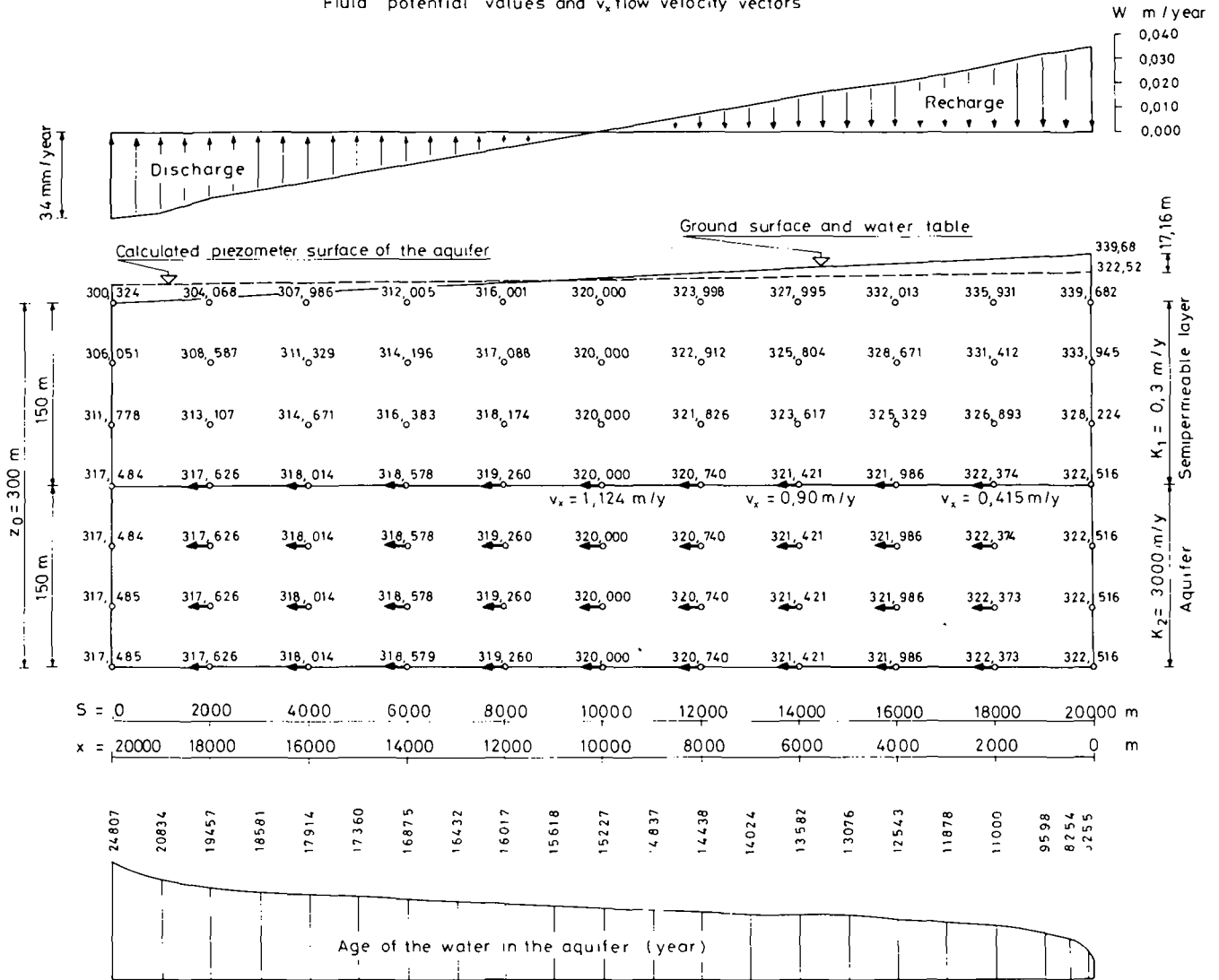


Fig. 3

Then Equations (8) and (12) would give:

$$W_{(x_1-x_2)} = C \frac{2\alpha m_2}{t_2 - t_1} \ln \frac{x_2}{x_1} \quad (8a)$$

$$W_{(x_1-x_2)} = C \frac{\alpha m_2}{t_2 - t_1} \ln \frac{x_2}{x_1} \quad (12a)$$

Fig. 3 illustrates the foregoing: we can see an example showing the parameters calculated from mathematical model (MM) worked out by Freeze and Witherspoon (1966). The basic parameters are: $K_1 = 0,3 \text{ m/year}$; $K_2 = 3000 \text{ m/year}$; $m_1 = 150 \text{ m}$; $m_2 = 150 \text{ m}$; $\alpha = 0,25$. The example is intentionally as simplified as possible in order to check the validity and practicability of the hydrological model (HM). The average horizontal and vertical flow velocity (v_x, v_z) and the horizontal and vertical flow velocity of flow (Q) were determined on the basis of potential values of the flow system using the analytical solution of the Laplace-equation. The horizontal discharge rate Q is calculated from the horizontal average flow velocities (v_x) multiplied by the area of the flow element. The vertical recharge or discharge rate W can be determined for any distance of Δx as follows:

$$W_j = \frac{Q_j - Q_{j-1}}{\Delta x_j} \quad (j = 1, 2, \dots) \quad (22)$$

It should be noted that the rate of W is the equivalent of the vertical flow velocity v_z , thus, if we have the

calculated values v_z , it is unnecessary to use the Eq. (22).

The age of the water may be calculated by the method of numerical integration as follows:

$$t = \alpha n \sum_{j=1}^m \frac{\Delta x}{\sum_{i=1}^n v_{xji}} \quad (i, j = 1, 2, \dots) \quad (23)$$

where α is the porosity of the aquifer,

n is the number of velocity vectors v_x in vertical segments,

m is the number of dividing points in direction x .

Examples for the application of models

Let us consider the mathematical model as the inverse of the hydrological model. Then the data determined by the hydrological model should be equal to the basic data of the mathematical model.

Let us take the following data from the mathematical model:

$$\begin{aligned} x_1 &= 4000 \text{ m}; & t_1 &= 12543 \text{ years} \\ x_2 &= 6000 \text{ m}; & t_2 &= 13582 \text{ years} \\ x_0 &= 5000 \text{ m}; & t_2 - t_1 &= 1039 \text{ years} \end{aligned}$$

In the case of dimensional flow we can use Eq. (12), since x_1 and x_2 are in the middle of the recharge area:

$$W = \frac{0,25 \cdot 150}{1039} \ln \frac{6}{4} = 0,015 \text{ m/year}$$

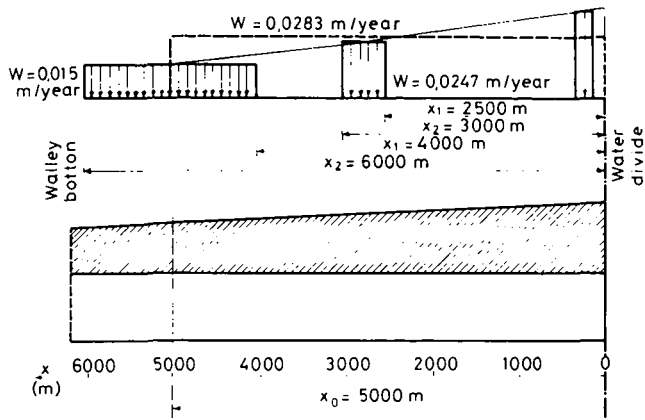


Fig. 4

The same result can be gained, if $x_1 = 2000$ m and $x_2 = 8000$ m are chosen. Consequently, the average mean value of W along the recharge area is 0,015 m/year (Fig. 4).

Let us take:

$$\begin{aligned} x_1 &= 2500 \text{ m}; & t_1 &= 11476 \text{ years} \\ x_2 &= 3000 \text{ m}; & t_2 &= 11878 \text{ years} \\ & & t_2 - t_1 &= 402 \text{ years} \end{aligned}$$

From Eq. (12a) we get:

$$W = 1 + \left[\frac{5000 - 2750}{5000} \right] \frac{0,25 \cdot 150}{402} \ln \frac{30}{25} = 1,45 \cdot 0,017 = 0,0247 \text{ m/year.}$$

Let us calculate the horizontal hydraulic conductivity K_2 and suppose a distance x , for instance $x = 5000$ m.

The mean average rate of infiltration may be determined as follows:

$$\begin{aligned} x_1 &= 50 \text{ m}; & t_1 &= 3977 \text{ years} \\ x_2 &= 5000 \text{ m}; & t_2 &= 13096 \text{ years} \\ & & t_2 - t_1 &= 9119 \text{ years} \end{aligned}$$

The rate of infiltration between $x_1 = 50$ m and $x_2 = 5000$ m:

$$W = \left[1 + \frac{5000 - 2525}{5000} \right] \frac{0,25 \cdot 150}{9119} \ln 100 = 0,028312 \text{ m/year.}$$

Having established the average W value along the distance x , we may calculate the hydraulic conductivity K_2 from Eq. (13):

$$K_2' = \frac{x^2 W_{(0-5000)}}{2m_2(H_{02} - z)} = \frac{5000^2 \cdot 0,028312}{2 \cdot 150 \cdot 0,793} = 2975 \text{ m/year}$$

$$H_{02} - z = 322,515 - 321,722 = 0,793 \text{ m.}$$

The values of H_{02} and z are measured in the field or may be determined from the registered hydrogeological data. In our case they are taken from the mathematical model. K_2' , calculated from the hydrological model agrees closely with the basic value of K_2 , namely: $K_2 = 3000$ m/year, $K_2' = 2975$ m/year.

From Eq. (15) we can get the vertical hydraulic conductivity of the semi-confining bed. We have seen that at $x = 2750$ m (that is between $x_1 = 2500$ m and $x_2 = 3000$ m) the value of W is 0,0247 m/year and Δh may be determined from the mathematical model: $\Delta h = H_2 - z = 334,48 - 322,25 = 12,23$ m. The result is:

$$K_1' = \frac{m_1 W}{\Delta h} = \frac{150 \cdot 0,0247}{12,23} = 0,30 \text{ m/year,}$$

which consequently equals the basic value of K_1 .

Horizontal and vertical flow velocities in Pleistocene deposits (m/year)

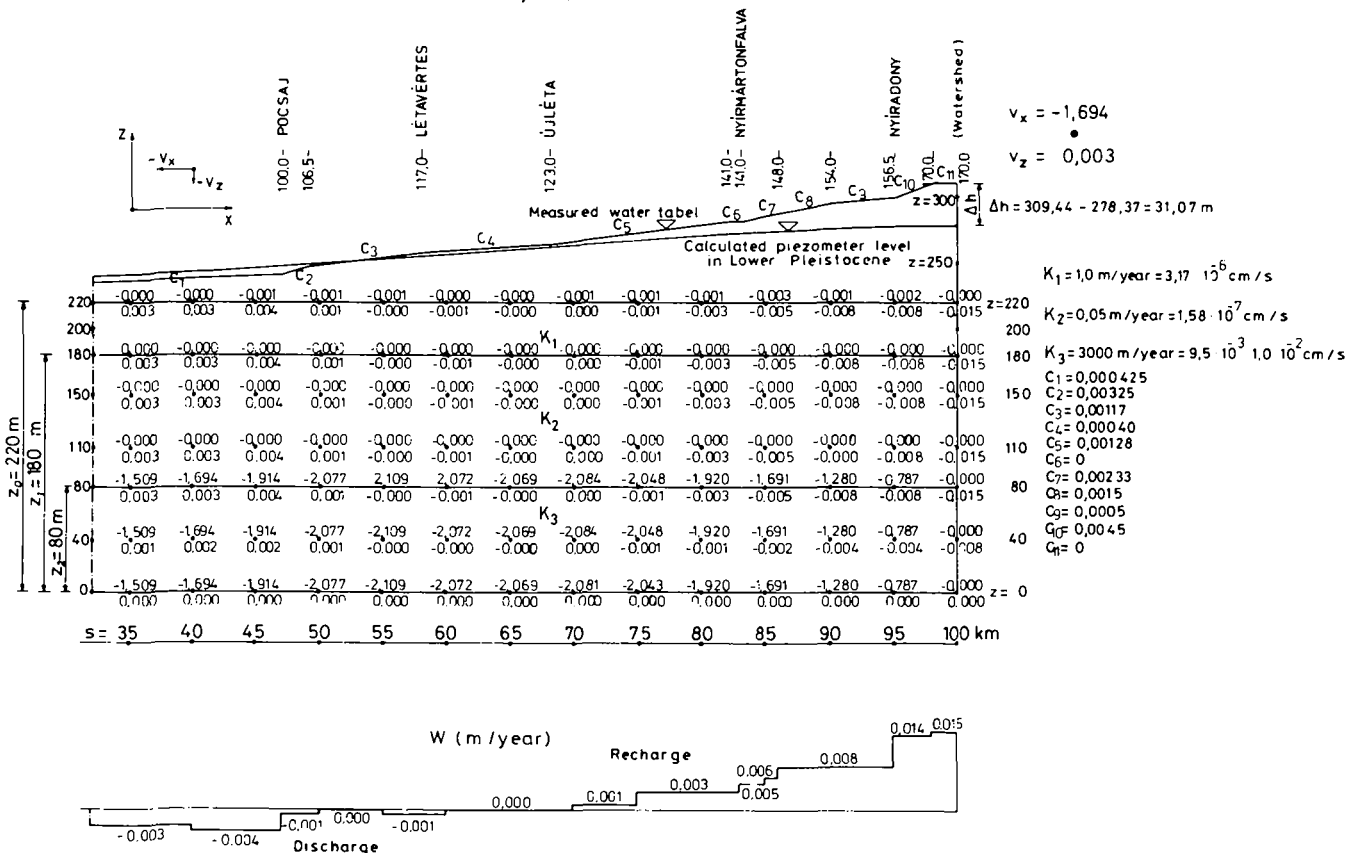


Fig. 5

Practical applications

In Fig. 5 we may see an example of the hydrogeological practice carried out in Hungary. The basic data were determined with the aid of the hydrological model, and the other hydraulic parameters were calculated by a computer from the mathematical model.

The hydrogeological conditions of the Nyírség area (Hungary) were investigated by the author with the aid of the hydrological model introduced above. In spite of the fact that the hydrological model contains simplifications, it was a very useful device in the investigations. In the middle part of the Nyírség the rate of infiltration reaching the Lower Pleistocene aquifer is $W = 20 \pm 2$ mm/year, which gradually decreases with distance towards the edges of the recharge area. The mean average rate of infiltration may be estimated as 7 ± 1 mm/year. The average flow velocity in the aquifer (Lower Pleistocene) is $v^p = 1 - 2$ m/year and the hydraulic conductivity varies from 1700 to 7000 m/year.

The ratio of the hydraulic conductivities of Lower and Middle Pleistocene deposits was calculated as $10^4 - 10^5$.

References

- Freeze, R. A., Witherspoon, P. A. (1966): Theoretical analysis of regional groundwater flow. Analytical and numerical solutions to the mathematical model. *Water Resources Research*, 2, 1966, 641-656.
- Tóth, J. (1962): A theory of groundwater motion in small drainage basins in Central Alberta, Canada, *Journal of Geophysics Res.* 67 (1962) 4375.
- Marton, L., Erdélyiszky, Zs., Rajner, V. (1980): Die Anwendung von Umwelt nukliden bei der Untersuchung von Grundwässern in Nordosten Ungarns. (In Hungarian), *Hidrológiai Közlöny*, 1980, No 2.

L. Marton, East-Hungarian Planning Institute, Debrecen, Hongrie

"MODÈLE POUR LE REMPLACEMENT DES EAUX SOUTERRAINES À TRAVERS LES COUCHES SEMI-IMPERMÉABLES"

Souvent, en réalisant des études hydro-géologiques, on trouve des cas où les eaux souterraines sont rechargées au travers d'une couche, ou d'une série de couches, semi-imperméables, à partir d'une précipitation superficielle. Ces cas ainsi que les infiltrations des eaux souterraines se produisent fréquemment dans les dépôts de l'ère quaternaire où les sédiments du pleistocène inférieur sont généralement beaucoup plus perméables que les couches du pléistocène médian et supérieur.

Dans le Bassin des Carpathes, en plusieurs endroits, les aquifères sont rechargés à travers des sédiments semi-imperméables et ces zones sont en train d'être soulevées plus ou moins au-dessus de l'environnement. Parmi ces régions se trouvent la zone du Nyírség au Nord-Est de la Hongrie, la Crête Tisza Interstice du Danube, et la Crête Bácska—en Yougoslavie—Evidemment des conditions similaires existent ailleurs dans le monde.

En Hongrie, ces dépôts de Pléistocène sont les bases les plus importantes de l'alimentation en eau dans les plaines. Par endroit, ils peuvent avoir plusieurs centaines de mètres d'épaisseur. Normalement la perméabilité du Pléistocène Inférieur est de 3 à 4 fois celle du Pléistocène médian; elle est également plus importante que celle de Pléistocène Supérieur.

Pour ces zones de recharge, un modèle hydrologique simple sera utilisé, permettant de déterminer les paramètres des systèmes de flux de la région plus facilement et sûrement qu'auparavant. Le modèle, décrit en détail ci-dessous, est appelé un modèle hydrologique parce qu'au delà des paramètres hydrauliques, les taux d'infiltration, de recharge de la zone, peuvent aussi être calculés sur la base de méthodes isotopiques utilisant les formes simples des équations Dupuit. Le flux des eaux souterraines est considéré comme une unité hydrologique.

Le modèle hydrologique peut servir dans les cas où l'âge relatif ou absolu de l'eau de certaines sections de l'aquifère a été déterminé par des mesures d'isotopes. Dans ces cas, le taux régulier moyen d'infiltration entre les sections observées peut être calculé. Lorsque le taux d'infiltration moyen entre le bassin hydrographique et une section donnée est déterminé, la conductivité hydraulique des couches peut être calculée.

Le modèle élaboré sert pour des systèmes à deux et à trois couches.

Le modèle à deux couches est basé sur l'hypothèse que la couche supérieure semi-perméable n'a qu'un débit d'eau vertical, et des transferts d'eau horizontaux se font dans l'aquifère. Dans le modèle à trois couches les caractéristiques principales sont les mêmes, mais un mouvement limité horizontal de l'eau peut se produire dans la couche supérieure. Dans les régions mentionnées plus haut, ces conditions sont remplies.

Lorsque les paramètres de base du système de débit des eaux souterraines ont été déterminés d'après le modèle hydrologique, une étude exacte du système de flux peut être faite en utilisant une solution analytique ou numérique de l'équation de Laplace.

Les valeurs potentielles des flux du système, les vitesses de débit horizontales et verticales et la recharge ou la perte en fonction de la distance du bassin versant peuvent être calculées avec exactitude à partir du modèle mathématique réalisé par Freeze et Witherspoon (1966).

Modèle à trois dimensions

Si l'infiltration W est considérée comme continue (infiltration permanente) et si une valeur constante sur la distance est présumée exister, comme nous pouvons voir Fig. 1(a), le taux de perte dans la zone de rayon x est:

$$Q = x^2 \pi W \quad (1)$$

Par contre la vitesse de perte du débit latéral dans l'aquifère est de:

$$Q = 2\pi m_2 x v_2 = -2\pi m_2 x K_2 \frac{dz}{dx} \quad (2)$$

De l'égalité des équations (1) et (2) on peut tirer:

$$-2m_2 K_2 \int_{H_{O_2}}^z dz = W \int_0^x x dx \quad (3)$$

ou, en intégrant:

$$4m_2 K_2 (H_{O_2} - z) = x^2 W_{(0-x)}, \quad (4)$$

$W_{(0-x)}$ étant équivalent au taux moyen d'infiltration entre le bassin hydrographique et la section x .

Les valeurs connues sont: x , m_2 , H_{O_2} , x

Les valeurs inconnues: K_2 , W

La vitesse moyenne du débit horizontal dans l'aquifère est de:

$$v_2^D = \frac{Q}{A} = \frac{x^2 \pi W_{(o-x)}}{2\pi x m_2} - \frac{x W_{(o-x)}}{2 m_2} \quad (5)$$

la vitesse réelle du débit étant:

$$v_2 = \frac{dx}{dt} = \frac{v_2^D}{\alpha} = \frac{x W_{(o-x)}}{2\alpha m_2} \quad (6)$$

α étant la porosité de l'aquifère.

Si nous pouvons déterminer l'âge de l'eau dans les puits (ou trous de sondage) à des distances x_1 et x_2 à l'aide des mesures de concentration de l'isotope, nous pouvons tirer de l'équation (6):

$$\int_{t_1}^{t_2} dt = \frac{2\alpha m_2}{W} \int_{x_1}^{x_2} \frac{dx}{x} \quad (7)$$

Après intégration, le taux d'infiltration entre x_1 et x_2 devient:

$$W_{(x_1-x_2)} = \frac{2\alpha m_2}{t_2 - t_1} \ln \frac{x_2}{x_1} \quad (8)$$

Il n'est pas nécessaire de connaître les âges absolus de l'eau; les âges relatifs ou simplement les concentrations de l'isotope suffisent:

$$t_2 - t_1 = \frac{T_{1/2}}{\ln 2} \ln \frac{C_{p_1}}{C_{p_2}} \quad (9)$$

$T_{1/2}$ étant la demi-vie du radio-isotope

C_{p_1} la concentration de l'isotope à la distance x_1

C_{p_2} la concentration de l'isotope à la distance x_2

Pour calculer la conductivité hydraulique horizontale (K_2) de l'aquifère, il faut déterminer la valeur de W dans divers endroits, puisque le $W_{(o-x)}$ dans l'équation (10) est défini comme taux moyen d'infiltration entre le bassin hydrographique et la section x . Ayant établi la valeur moyenne de $W_{(p-x)}$, la conductivité hydraulique horizontale peut être calculée comme suit:

$$K_2 = \frac{x^2 W_{(o-x)}}{4m_2(H_{O_2} - z)} \quad (10)$$

La conductivité verticale (K_1) de la couche semi-perméable peut être déterminée d'après la formule simple:

$$K_1 = \frac{m_1 W}{\Delta H} \quad (11)$$

W étant le taux d'infiltration à x

($W \neq W_{(o-x)}$)

m_1 l'épaisseur de la couche semi-imperméable

ΔH la perte de charge dans le lit semi-imperméable à x .

Modèle à deux dimensions

Par analogie avec ce qui précède les formules correspondantes valables pour le débit bi-dimensionnel sont:

$$W_{(x_1-x_2)} = \frac{\alpha m_2}{t_2 - t_1} \ln \frac{x_2}{x_1} \quad (12)$$

$$K_2 = \frac{x^2 W_{(o-x)}}{2m_2(H_{O_2} - z)} \quad (13)$$

$$v_2^D = \frac{x W_{(o-x)}}{m_2} \quad (14)$$

$$K_1 = \frac{m_1 W}{\Delta h} \quad (15)$$

les symboles étant les mêmes que ceux utilisés pour les équations (5)-(11).

Le modèle est valable également pour un système à trois couches. Pour le débit bi-dimensionnel, par

analogie, les rapports suivants sont valables. Les symboles sont définis Fig. 1(b):

$$W_{(x_1-x_2)} = \frac{\alpha m_3}{t_2 - t_1} \ln \frac{x_2}{x_1} \quad (16)$$

$$K_3 = \frac{x^2 W}{2m_3(H_{O_2} - z)} \quad (17)$$

$$v_1^D = \frac{x W_{(o-x)}}{m_3} \quad (18)$$

$$\frac{\Delta h}{W} = \frac{m_1}{K_1} + \frac{m_2}{K_2} = \frac{m_1 - m_2}{\bar{K}_{1-2}} \quad (19)$$

\bar{K}_{1-2} étant une conductivité hydraulique complexe qui se réfère au mélange imaginaire des deux couches.

Si la conductivité hydraulique de la couche supérieure est plus grande que celle de la couche médiane mais plus petite que celle de la couche inférieure ($K_2 < K_1 < K_3$) et si les différences atteignent ou dépassent un ordre de grandeur de 1-2 (par exemple dans les dépôts du Pleistocène en Hongrie, où K_1/K_2 est de 10^2 environ et $K_3/K_2 \approx 10^4$, le premier terme devient négligeable et l'équation (19) devient:

$$K_2 \approx \frac{m_2 W}{\Delta h} \quad (20)$$

Il faut noter qu'en réalité l'hypothèse d'un taux constant d'infiltration n'est pas valable. Ainsi x_1, x_2 devraient être choisis dans la troisième partie médiane de la zone de remplacement, ou l'un devrait être près de la division de l'eau et l'autre près de l'extrémité de la zone de remplacement. Figure 2 nous voyons un contour conceptuel d'un système simple de débit d'eau souterraine. Le système d'eau souterraine, considéré comme unité hydrologique, est symétrique par rapport à la ligne médiane entre un fond de vallée et une division de l'eau comme indiqué par Toth (1962). Le taux de remplacement et de perte est fonction de la distance, à condition que la pente de la surface soit uniforme et qu'il n'y ait pas de changements dans les conditions géologiques.

Si nous voulons déterminer non pas le taux d'infiltration moyen de la zone de recharge, mais la valeur locale à une distance donnée x , un facteur de correction C doit être introduit.

Ce facteur de correction est:

$$C = 1 + \frac{x_0 - \bar{x}}{x_0} \quad (21)$$

où

$$\bar{x} = \frac{x_1 - x_2}{2}; x_0 = \frac{s}{4}$$

Les équations (8) et (12) deviennent:

$$W_{(x_1-x_2)} = C \frac{2\alpha m_2}{t_2 - t_1} \ln \frac{x_2}{x_1} \quad (8a)$$

$$W_{(x_1-x_2)} = C \frac{\alpha m_2}{t_2 - t_1} \ln \frac{x_2}{x_1} \quad (12a)$$

Figure 3 montre cela. Nous pouvons voir un exemple montrant les paramètres calculés à partir du modèle mathématique établi par Freeze et Witherspoon (1966). Les paramètres de base sont: $K_1 = 0,3$ m/an; $K_2 = 3000$ m/an; $m_1 = 150$ m; $\alpha = 0,25$. L'exemple est simplifié autant que possible afin de vérifier la validité et la praticabilité du modèle hydrologique. La vitesse moyenne horizontale et verticale du débit (v_x, v_z) et la perte horizontale du débit (Q) furent déterminées sur la base de valeurs potentielles du système de débit utilisant la solution analytique de l'équation Laplace. Le taux de perte horizontale Q est calculé à partir des vitesses moyennes horizontales du débit (v_x) multiplié par la zone de l'élément débit. Le taux de remplacement

ou de perte vertical W peut être déterminé pour toute distance de Δx comme suit:

$$W_j = \frac{Q_j - Q_{j-1}}{\Delta x_j} \quad (j = 1, 2, \dots) \quad (22)$$

Il faut noter que le taux de W est l'équivalent de la vitesse verticale du débit v_z ; donc, si nous avons calculé les valeurs v_z , il est inutile d'utiliser l'équation (22). L'âge de l'eau peut être calculé par la méthode d'intégration numérique comme suit:

$$t = \alpha n \sum_{j=1}^m \frac{\Delta x}{\sum_{i=1}^n v_{xij}} \quad (i, j = 1, 2, \dots) \quad (23)$$

α étant la porosité de l'aquifère,
 n le nombre de vecteurs de vitesse v_x dans les segments verticaux,
 m le nombre de points de division dans la direction x .

Exemples pour l'application des modèles

Considérons le modèle mathématique comme étant l'inverse du modèle hydrologique. Les données déterminées par le modèle hydrologique devraient donc être égales aux données de base du modèle mathématique.

Prenons les données suivantes du modèle mathématique:

$$\begin{aligned} x_1 &= 4000 \text{ m}; & t_1 &= 12\,543 \text{ ans} \\ x_2 &= 6000 \text{ m}; & t_2 &= 13\,582 \text{ ans} \\ x_0 &= 5000 \text{ m}; & t_2 - t_1 &= 1039 \text{ ans.} \end{aligned}$$

Dans le cas d'un débit bi-dimensionnel nous pouvons utiliser l'équation (12), x_1 et x_2 étant au milieu de la zone de remplacement.

$$W = \frac{0,25 \cdot 150}{1039} \ln \frac{6}{4} = 0,015 \text{ m/an.}$$

Le même résultat est obtenu si $x_1 = 2000$ m et $x_2 = 8000$ m. Donc la valeur moyenne de W dans la zone de remplacement est de 0,015 m/an (Fig. 4)

$$\begin{aligned} \text{Prenons: } x_1 &= 2500 \text{ m}; & t_1 &= 11\,476 \text{ ans} \\ & x_2 &= 3000 \text{ m}; & t_2 &= 11\,878 \text{ ans} \\ & & & t_2 - t_1 &= 402 \text{ ans} \end{aligned}$$

L'équation (12a) donne:

$$W = 1 + \left[\frac{5000 - 2750}{5000} \right] \frac{0,25 \cdot 150}{402} \ln \frac{30}{25} = 1,45 \cdot 0,017 = 0,0247 \text{ m/an.}$$

Calculons la conductivité hydraulique horizontale K_2 et supposons une distance x , par exemple $x = 5000$ m. Le taux moyen d'infiltration peut être déterminé comme suit:

$$\begin{aligned} x_1 &= 50 \text{ m}; & t_1 &= 3977 \text{ ans} \\ x_2 &= 5000 \text{ m}; & t_2 &= 13096 \text{ ans} \\ & & t_2 - t_1 &= 9119 \text{ ans} \end{aligned}$$

Le taux d'infiltration entre $x_1 = 50$ m et $x_2 = 5000$ m:

$$W = \left[1 + \frac{5000 - 2525}{5000} \right] \frac{0,25 \cdot 150}{9119} \ln 100 = 0,028312 \text{ m/an.}$$

Ayant établi la valeur moyenne W sur la distance x , nous pouvons calculer la conductivité hydraulique K_2 d'après l'équation (13);

$$\begin{aligned} K'_2 &= \frac{x^2 W_{(0-5000)}}{2m_2(H_{o_2} - z)} - \frac{5000^2 \cdot 0,028312}{2 \cdot 150 \cdot 0,793} = 2975 \text{ m/an} \\ H_{o_2} - z &= 322,515 - 321,722 = 0,793 \text{ m.} \end{aligned}$$

Les valeurs de H_{o_2} et de z sont mesurées sur place ou déterminées d'après les données hydrogéologiques notées. Ici elles sont prises du modèle mathématique. K_2 calculé à partir du modèle hydrologique coïncide bien avec la valeur de base de K_2 , soit $K_2 = 3000$ m/an, $K'_2 = 2975$ m/an.

D'après l'équation (15) nous obtenons la conductivité hydraulique verticale du lit semi-imperméable. Nous avons vu que pour $x = 2750$ m (c'est-à-dire entre $x_1 = 2500$ m et $x_2 = 3000$ m) la valeur de W est de 0,0247 m/an et Δh peut être déterminé d'après le modèle mathématique:

$$\Delta h = H_2 - z = 334,48 - 322,25 = 12,23 \text{ m}$$

Le résultat est:

$$K'_1 = \frac{m_1 W}{\Delta h} = \frac{150 \cdot 0,0247}{12,23} = 0,30 \text{ m/an}$$

qui est donc égal à la valeur de base de K_1 .

Applications pratiques

Nous pouvons voir Figure 5 un exemple de la pratique hydrogéologique réalisée en Hongrie. Les données de base furent déterminées à l'aide du modèle hydrologique, les autres paramètres hydrauliques étant calculés par ordinateur d'après le modèle mathématique.

Les conditions hydrogéologiques de la région de Nyírség (Hongrie) furent examinées par l'auteur à l'aide du modèle hydrologique présenté ci-dessus. Bien que le modèle hydrologique contienne des simplifications, il aida beaucoup à réaliser cette étude. Dans la partie médiane du Nyírség le taux d'infiltration atteignant l'aquifère Pléistocène inférieur est de $W = 20 \pm 2$ mm/an, diminuant peu à peu avec la distance vers les bords de la zone de remplacement. Le taux moyen d'infiltration peut être évalué à 7 ± 1 mm/an. La vitesse de débit moyen dans l'aquifère (Pleistocène Inférieur) est de $v^D = 1-2$ m/an et la conductivité hydraulique varie de 1700 à 7000 m/an. Le rapport des conductivités hydrauliques des dépôts du Pléistocène Inférieur et Médian fut calculé comme étant de 10^4-10^5 .

Mr. P. Grombach, Zurich, Switzerland.

"ECONOMIC MODELS BASED ON UTILISATION OF LINEAR PROGRAMMING TO SELECT THE MOST ECONOMICAL SOLUTION IN PROVIDING WATER"

1. Purpose of the optimisation model

The purpose of optimisation is to find at each moment the most economical mode of operation for pumping stations, the large pumps in the water treatment plants and catchment areas as well as the smaller pumps in booster stations. The optimisation models therefore aim

at the most economical operation of existing plants. They do not deal with the economical design of new plants or pipelines. The latter tasks are covered by other optimisation models of quite different structure. In our models the treatment plants, pumping stations, and pipeline system are assumed to be in existence and complete and the cost function only covers operational

costs, i.e. chiefly treatment and energy costs.

The most economical way of operation has to be ascertained under the following conditions:

- The pressure at the booster pumping stations must not fall below a fixed minimum.
- The pressure at the pressure-reducing valves must not fall below a fixed minimum.
- Low price electricity supply should be exploited at night and over the weekend.
- Pumping stations with optimal efficiency are to be preferred.
- Pumping stations with lowest head are to be preferred.
- Momentary power demand is to be as low as possible.

2. Objective function

The object of optimisation is the reduction of the weekly overall high-lift pumping costs. To allow for better exploitation of existing reservoir capacity, the costs are totalled for a whole week and not just for one day.

The overall high-lift pumping costs include the following items: (Fig. 1)

- The specific power costs
- The momentary pump costs of operating pumps
- The previous pump costs for water taken from service reservoirs
- The pumping costs for water fed into the reservoir. (Fig. 2).

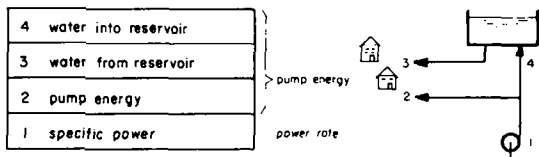


Fig. 1. Items of cost function

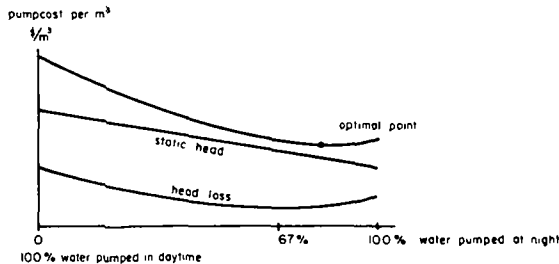


Fig. 2. Water balance

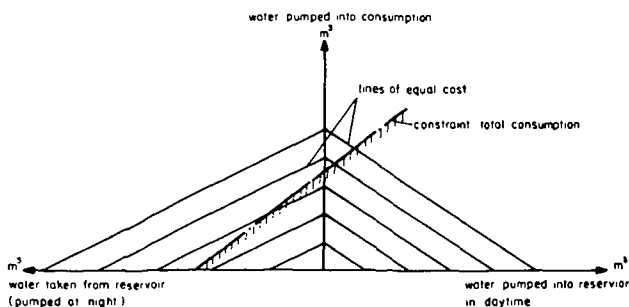


Fig. 3. Example of an objective function (1 pump, day-night-tariff)

Calculation of pumping costs does not include pump-maintenance costs, higher power demand for starting the pumps, nor maintenance and service costs of the plants.

The objective function is only acceptable on condition that the sum of all water fed into the distribution systems (pumped water and water from the reservoirs) equals the sum of all the water taken from the distribution system (consumption and water fed into the reservoirs) (Fig. 3).

3. Constraints

The objective function can only be minimised in the framework of the operational restrictions (constraints). The following constraints will be taken into account:

- Limit of maximum production in the catchment areas and treatment plants.
- Limit of maximum pumping yield of pumping stations.
- Limit of maximum yield of booster stations and pressure-reducing valves.
- Limit of maximum intake from the reservoirs. This limit results from the calibre of the feeder main.
- Limit of maximum reservoir capacity.
- Lower limit of the water-volume in the reservoir, determined by hydraulic conditions and questions of operational safety.
- Minimum distribution pressure for the consumers and maximum distribution pressure determined by pipe strength.
- Capacity stages of the pump, in so far as the pumps have no variable speed and therefore no infinitely variable yield.
- Maximum possible yield of trunk main connections to the distribution system, depending on the dimensions of the connections, but not on the pressure in the trunk main system, which will be taken into account in the objective function.

The constraints are partly constant, partly functions of time, in some cases dependent on each other, and partly dependent on the season. Other forms of dependence may be taken into account.

The following constraints will be disregarded or may be disregarded, at least in the initial stage:

- Minimum flow in water mains to avoid deterioration due to stagnation of the water.
- Constraints to achieve continuous yield of the catchments and treatment plants. These constraints should be taken into account in a separate optimisation of ground water catchment and treatment. In general it should be possible to separate these two optimisations.
- Restrictions to increase distribution safety e.g. continuous feed of pressure zones from at least two feeder stations. Pressure zones with more than one feeding station are not excluded, of course, but the continuous simultaneous operation of all feeding stations is not always essential.
- Special operational conditions, such as the breakdown of certain plants or mains, will not be taken into account. In such rare cases water works operations must renounce optimisation, specially since in many such cases only a very small part of the whole water supply is affected.
- Holidays, that is work-free weekdays (e.g.) Easter Monday) will not be specially dealt with. A correction of the objective function is made automatically by continuous use of demand forecast (see below).

4. Space of the objective function

The space of the objective function must include one variable for each plant. Other variables are flow, pump yield, consumption, feed, costs and time. The total of variables of the objective function will be approximately 50. The general formula for the objective function reads as follows:

$$\Sigma f = \Sigma \int_{7 \text{ days}} q \cdot P \quad dt \quad [1]$$

The sum of the element f is a cost function in terms of currency. In all cases the function q is a function of flow or yield or feed (Fig. 4), and therefore is expressed in terms of the relevant plant and may in certain cases depend on flows in other plants.

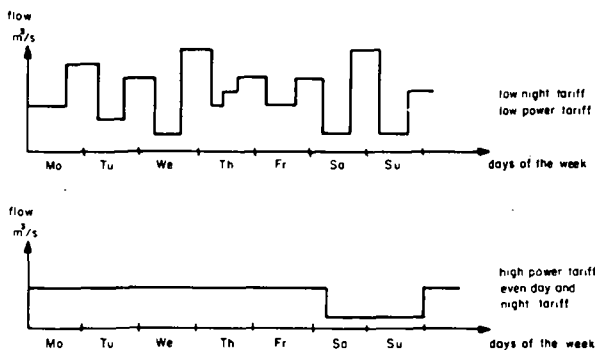


Fig. 4. Function q (flow, time), 2 diagrams for different electricity prices

It stands to reason that it also depends on the time and in certain cases on the season. The function P is the cost function of the individual plant. It therefore lies in the dimension of the plant and is in the most cases a constant or a steady function of time. The integration takes place over the complete operational week or a fixed time until Monday morning 06 hours.

5. Space of constraints

The objective functions lie naturally in the same space as the objective function. However, they are in most cases different from zero only in a few dimensions. On the other hand they are often discontinuous and not differentiable.

6. Restrictive functions

6.1 Maximum yield of the treatment plant

(Fig. 5)

This constraint is a constant in time and season. If however the optimisation of catchment and treatment is taken into account in the optimisation of distribution, then this restrictive function will depend on the season.

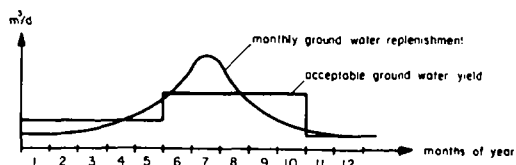


Fig. 5. Maximum yield function of ground water catchment

6.2 Maximum yield of the pumping station

(Fig. 6)

This is a time dependent discontinuous function. From

the standpoint of the electrical power tariff, it is lower in the daytime than at night and equals zero at periods of peak electricity consumption when the pumping stations should, if possible, be turned off.

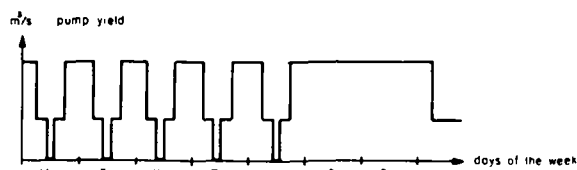


Fig. 6. Maximum yield function of pump station (time of week)

6.3 Maximum yield of booster stations and pressure-reducing valves

These constraints are mostly constant at all times and seasons because these stations consume little electrical power. In certain cases constraints similar to those of par. 6.2 are necessary. Seasonal dependence may occur if certain plants are completely withdrawn from operation in the cold season, so that the function will constantly be zero in winter.



Fig. 7. Maximum yield function of booster stations (time of year)

6.4 Maximum feed from the reservoirs

This factor depends on the pressure constraints 6.7 of each reservoir and the minimum quantity constraint 6.6. Through constraint 6.6 it is also a function of time. The most important part of the constraint function is the limited headloss in the water main from the reservoir to the distribution system. This restriction is a function of the level of water in the reservoir and the momentary distribution pressure. In some cases it is sufficient to keep the function as a constant down to the prescribed minimum quantity in the reservoir and the momentary distribution pressure. In some cases it is sufficient to keep it as a constant down to the prescribed minimum quantity in the reservoir and as constantly zero below this level.

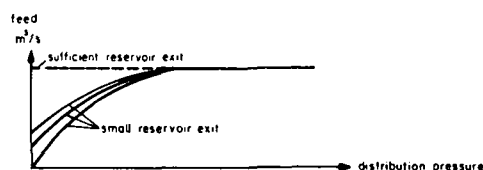


Fig. 8. Maximum feed from reservoir (flow for different pipe diameters)

6.6 Minimum quantity of water in the reservoirs

This restrictive factor is mainly a question of operational safety. Most water works assume it to be constant: ("the water level in the reservoir must not fall below 5 meters"). However, this is not true in serious

optimisation. The restriction really demands that, in case of breakdown of the treatment plant, the consumption can, if necessary, be met by exclusive supply from the reservoirs for a given length of time. This quantity of water is naturally larger at times of peak consumption than at times of low consumption, e.g. at night. (Fig. 10) (The water in the reservoir must meet demand for 4 hours.)

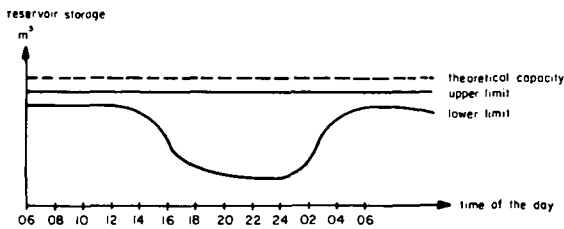


Fig. 9. Reservoir with upper and variable lower limit

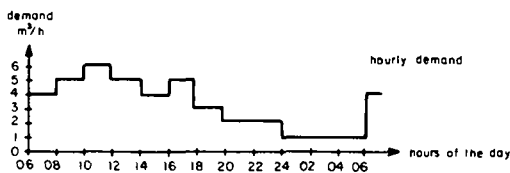


Fig. 10.1 Minimum reserve: 1st diagram: daily demand



Fig. 10.2 Minimum reserve: 2nd diagram: Integral over 4 hours = necessary minimum storage

The permissible length of time is not necessarily the same for all reservoirs since some pressure zones are more liable to breakdowns than others. For the latter a smaller standby quantity may be acceptable. In some cases the permissible period of supply without inflow from the treatment plant may depend on the season. The constraint is therefore a continuous function of time, of momentary consumption, of demand prognosis for the relevant pressure zone, and sometimes of other pressure zones, too. However, it is different for each reservoir and generally equals zero in all dimensions of the other reservoirs, which means that it is independent of neighbouring reservoirs. If this is not the case, it is advisable to treat the two interdependent reservoirs as one whole. They then appear as one single reservoir with several basins.

6.7.1 Minimum pressure in the distribution network (Fig. 11)

This is a function of momentary consumption but is independent of time. The function determines the pressure at critical points of the network by simplified network analysis. If the calculation shows that pressure is too low, then the pressure at the place of origin, e.g. at the exit of a booster pumping station, has to be raised.

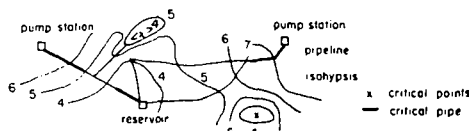


Fig. 11. Isohyphic map of distribution system with pump station

6.7.2 Maximum pressure in the distribution network

The restriction of the maximum pressure is a constant in every case and will only be relevant at sensitive outlets of the pumping stations.

6.8 Yield stage of pumping stations (Fig. 12)

These are discontinuous functions of pump capacities and usually only take the values of 0 or 1, though sometimes also 0.5. They are naturally independent of time and are generally correlated to the constraint function 6.3 of maximum capacity. The constraint function will show that the pumping stations do not have an infinitely variable capacity but work in a limited number of capacity stages. In some cases there are only two stages, i.e. full power or no operation at all. In stations with many pumps working in parallel, there are more than three stages and the function may become quasi-continuous.

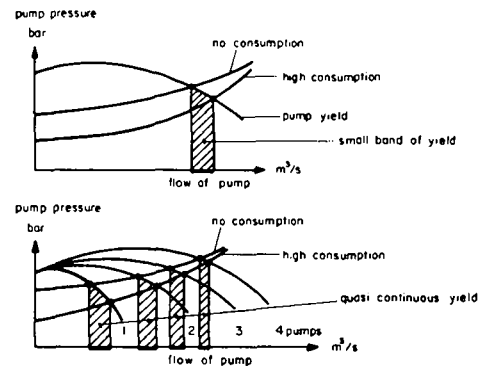


Fig. 12. Pump flow function: Pump flow versus flow demand 2 cases: 1 pump, 5 pumps

6.9 Maximum feeding from the trunk main system (Fig. 13)

This constraint is a steady function of the total momentary yield of all booster pumping stations and pressure reducing valves and is correlated with restriction 6.2 for the feeding into the trunk main system and sometimes with restriction 6.7 for minimum pressure. The latter is the case if certain booster pumping stations must never stop operation completely. The maximum feeding from the trunk main system is different for each connection with the distribution system. This space of constraint has as many dimensions as there are connections between the trunk main system and the main system and the distribution system.

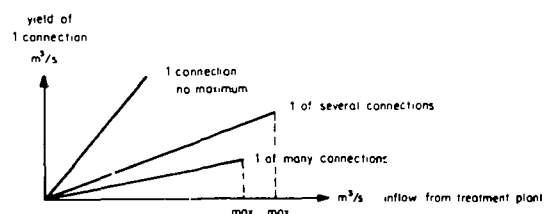


Fig. 13. Feed from trunk main versus inflow from treatment plant and headloss

7. Overall number of restrictions

Experience shows that about 50 plants (pumping stations, booster stations, pressure-reducing valves,

reservoirs, etc.) have to be included in the optimisation of a normal water supply. This generally comprises 5 treatment plants, 15 reservoirs, 5 large feeder pumping stations, 10 booster stations, 5 pressure-reducing valves and 10 miscellaneous installations. Accordingly there are 5 constraint functions for maximum yield of the catchments and of the main pumping stations, 15 restrictive functions for maximum yield of booster pumping stations and pressure reducing valves, 45 functions for the reservoirs, i.e. 15 for maximum feed, 15 for maximum capacity, and 15 for minimum storage. Furthermore there are 15 functions for capacity stages of pumps and about 20 functions for maximum feed from the trunk main system into the distribution system. (Fig. 14).

	treatment plant					reservoirs					feeder pumps					booster pumps					pressure reducing V					miscall install
	1	2	3	4	5	1	2	3	4	5	1	2	3	4	5	1	2	3	4	5	1	2	3	4	5	1
catchment yield	x	x	x	x	x						x	x	x	x	x	x	x	x	x	x	x	x	x	x	x	x
pump yield	x	x	x			x	x				x	x	x	x	x	x	x	x	x	x	x	x	x	x	x	x
booster pump yield						x	x				x	x				x	x				x	x	x	x	x	
valve yield											x	x	x	x	x						x	x	x	x	x	
max res. yield						xx	x									x	x									
max res. capacity						xx	x				x	x														
min storage	x	x	x	xx		x	x				x	x				x	x	x	x	x	xx					x
trunk main yield											x	x	x	xx		x	x	x	x	x	xx					x
max distr. press											x	x	x	x	x	x	x	x	x	x						
min distr. press						x	x	x	x	x	x	x	x	x	x	x	x	x	x	x						x

x = interdependence

Fig. 14. Matrix 50 stations versus catchment yield, pump yield, reservoir yield, reservoir capacity, distribution pressure

In addition there is a variable number of functions for maximum and minimum pressure in the distribution system, the number depending on the complexity of the distribution system and on the accuracy of pressure supervision.

It is to be expected that about half of all functions differ from zero in more than five dimensions owing to interdependence with other plants or installations. The space of variation of the objective function is accordingly complicated.

8. Auxiliary functions

It is advisable to formulate a number of auxiliary functions in advance to achieve an easier representation of the objective function and specially of the restrictive functions.

8.1 Total consumption (Fig. 15)

The total consumption is usually calculated for each day in every water supply. If the supply is controlled by a computer, however, it is possible to calculate the total consumption at every moment and for any lapse of time. The total consumption must be separated into the demand of each and every pressure zone and must be related to every pumping station. It must be calculated each time a new optimisation is executed. If the water supply is computer-controlled, it is possible to make an optimisation about every hour and to generate the operational status accordingly.

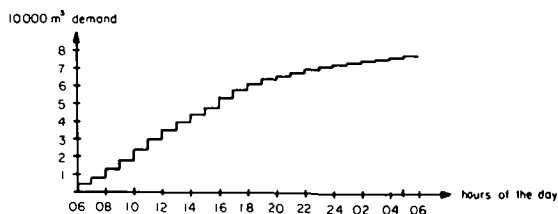


Fig. 15. Total water consumption per hour

8.2 Demand prognosis for the current day (Fig. 16)

(Fig. 16)

It is necessary to generate a demand prognosis every hour for the current day, i.e. from the current time till 06 h of the following day. This prognosis is the basis of optimisation. A reliable prognosis helps to avoid frequent changes of pump operation and discontinuous value the optimum objective function. There are several formulas for current day demand prognosis and they are used with more or less success in many water supplies. None of these formulas is clearly superior to the others, so that a relatively simple formula based on long-term statistics and actual demand of the current day may be used without disadvantage.

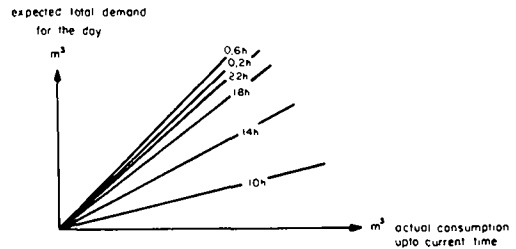


Fig. 16. Demand prognosis: Total daily demand versus actual consumption. One curve for each hour of calculation

8.3 Demand prognosis for the week (Fig. 17)

A demand prognosis for the week, i.e. until Monday morning 06 h of the coming week, is necessary for optimum reservoir operation. Complicated formulas related to season, momentary temperature and special weekdays are not generally satisfactory. A simple formula based on total consumption of the previous day or of the previous week are quite sufficient.

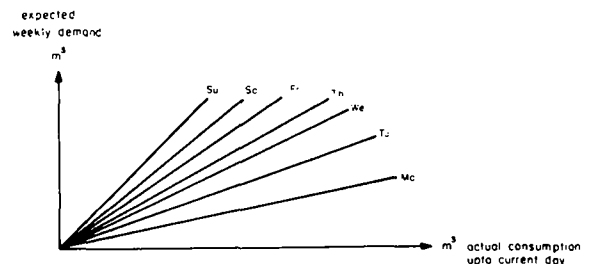


Fig. 17. Demand prognosis for the week

8.4 Distribution pressure depending on feeding pressure (Fig. 18)

This formula is tantamount to a simplified network analysis for each connection between the trunk main system and the distribution system. It is necessary to ensure sufficient pressure at every point of the distribution system and at the same time to limit pressure in the distribution system to economical values. The required degree of accuracy has to be determined and is usually different for each connection between the trunk main system and the distribution system.

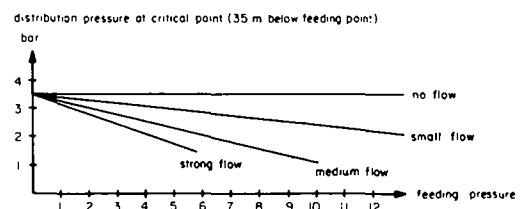


Fig. 18. H diagram for feeding point: Feeding pressure versus distribution pressure at several points

8.5 Reservoir capacity depending on water level (Fig. 19)

In general these are linear and, exceptionally, broken linear or quadratic functions of the geometry of the reservoir.

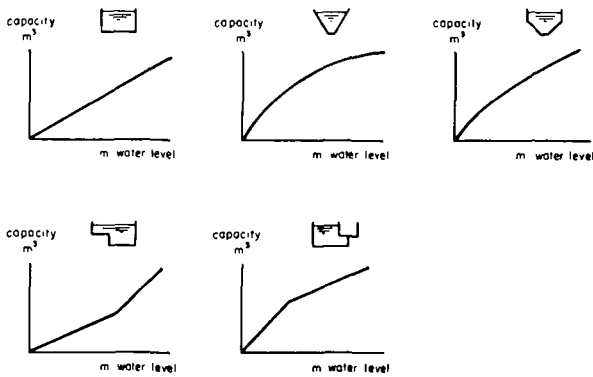


Fig. 19. 5 diagrams for normal and special reservoir geometry

8.8 Time dependent energy price (Fig. 22)

This is a simple discontinuous function of time. Block times may be introduced into the function by an extremely high price.

There are some functions that may be theoretically necessary but can generally be disregarded in practice. One of them is the function of the pump efficiency depending on capacity and head. It may be assumed, however, that a pump which is working on an accepted stage will have a constant efficiency.

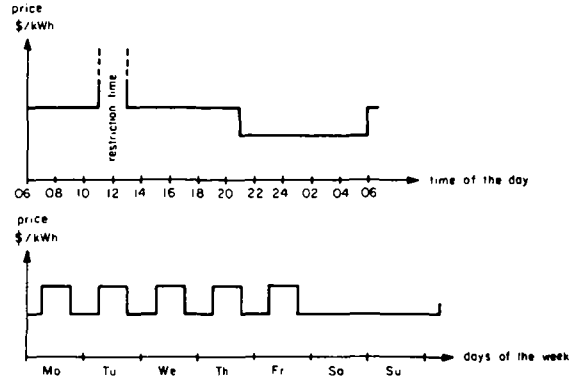


Fig. 22. Energy price versus time of the day and week

8.6 Water balancing

This function is necessary for a comparison of water production with actual consumption and must prove that the optimised operation meets momentary consumption. (Fig. 20). Whenever water supply operation is to be optimised, it has to be established separately for each optimisation.

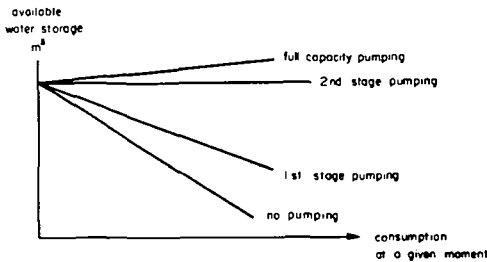


Fig. 20. Reservoir capacity versus consumption for several pump regimes

9. Separation of the space of the objective function

It is recommended that the possibilities of separating certain parts of the objective function be investigated and the parts separately optimised. For those parts of the water supply that have little interaction with each other, separation is obvious. If there are other plants that influence several parts of the subdivided objective function, the result of optimisation of one part of the objective function will have to go into the other part as a constraint (Fig. 23).

8.7 Pressure in the trunk main systems (Fig. 21)

This is usually a plain head loss calculation or in special cases a very restricted network analysis. It depends on the flow in each branch of the trunk main systems and varies discontinuously from one branch to the other.

The pressure in the trunk main system therefore depends on the feeding quantity at each connection to the distribution system.

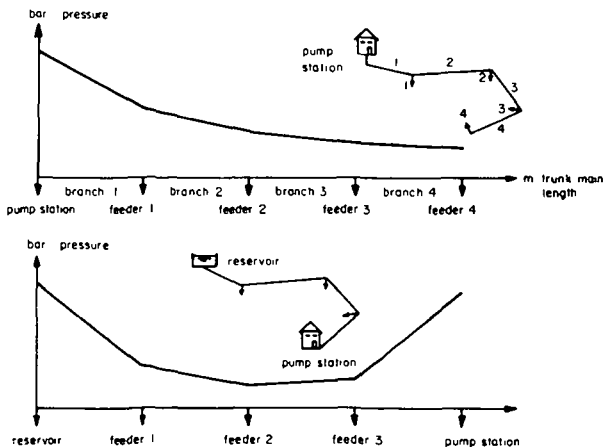


Fig. 21. 2 Q-H-diagrams of trunk main at several points of distance from pump main station

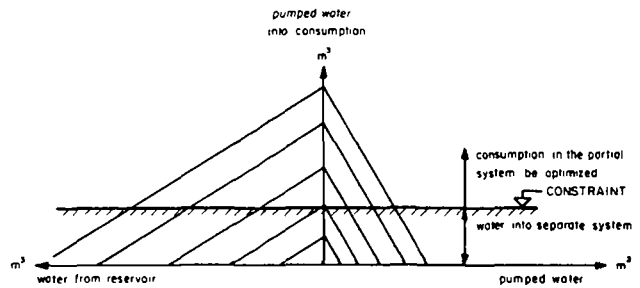


Fig. 23. Trunk main optimisation with separated part, with restrictive demand from the other part

On the other hand, very small parts of the objective function which are heavily influenced by other parts (e.g. by input pressure) but have only a small influence on the objective function itself, may be treated separately. Sometimes optimisation is not worthwhile at all. In that case these small parts of the objective function may be assumed to be constant even though in fact they change very much.

10. Simplification

Simplification of the objective function and of the restrictive functions is permissible if it does not too greatly influence the optimum value of the objective function. It is therefore necessary to make sensitivity tests if the influence of the simplification is not clear.

It is advisable to optimise a large water supply in stages. This means e.g. that the main pumping stations

are optimised in the first stage while all middle and small booster pumping stations are working independently and are regarded as large consumers in the relevant network. Another partial optimisation may be achieved by optimising only the use of electricity supplied at different daytime and night tariffs or, alternatively, the costs for specific power.

The value of the objective function would then be the optimum distribution of pump operations in time. A third partial solution of optimum operation concerns only pressure-reducing valves (that waste energy) and booster pumping stations (that use energy). The optimum value of the objective function will then be given by the minimum value of flow through pressure-reducing valves and booster pumping stations.

11. Special auxiliary functions

11.1 Demand prognosis for the day

Basis for the demand prognosis is the hourly consumption for each single pressure zone, which has to be evaluated statistically. It is necessary to determine the statistics of the hourly consumption for every day of the week over several years, calculated as a percentage of the total daily consumption. A normalised curve for each day of the week may be calculated for the hourly consumption as a percentage of the daily consumption. The evaluation of this normalised curve from the results of the statistics has to omit special days like Easter Monday, bank holidays or national holidays. It will be found that, expressed as a percentage of the daily consumption, the hourly consumption differs considerably from hour to hour but it is much more constant throughout the year than the total daily consumption expressed in cubic meters.

As an example it will be seen that in a certain city the hourly consumption between 11h and 12h amounts to 8% of the daily consumption. If this is an average value for many years, then the actual range lies between 7.5% and 8.5%, which represents a range of about 12%. On the other hand, in the same city the total daily consumption has a range of 100%, the peak demand being the double of smallest demand. If total consumption varies between 100 000 and 200 000 m³/day, then the actual demand between 11h and 12h varies between 7 500 and 17 000 m³, which represents a range of about 80%. This is the reason why it is much better to use a percentage for the hourly demand prognosis and to calculate the actual demand in cubic meters from the corresponding value of the immediately preceding consumption (Fig. 24).

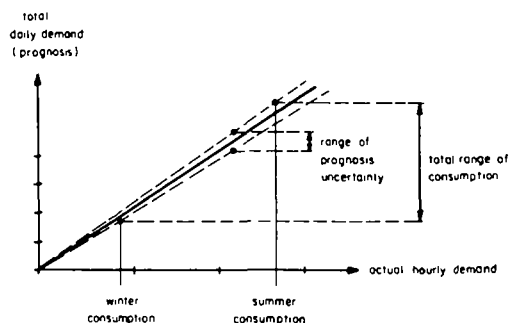


Fig. 24. Demand prognosis: Total consumption versus one-hour consumption

The same method can also be used to make a demand prognosis for the whole day on the basis of the consumption of the last hours, dividing them by the relevant percentage. It is advisable to increase accuracy by regarding the total consumption from 06h rather than the consumption of the last hour alone. It is

necessary to realise that the hourly percentage of demand is different for every water supply and even for every pressure zone. The city centre has a high concentration of consumption in the period from 9 to 5 while residential areas have a higher consumption early in the morning and late in the afternoon. Areas with large gardens or with high industrial consumption have completely different hourly demands. Each case has to be individually investigated on the basis of statistical data collected over several years.

The actual calculation is made as follows:

- From statistical data we shall know that γ % of the daily consumption is distributed at the time to be calculated on the relevant day of the week. At the same time actual total consumption of q m³ is measured. The demand prognosis for the total daily demand Q will then be:

$$Q = 100 q / \gamma.$$

- A similar formula is needed to calculate the necessary minimum quantity in the reservoirs. If it is considered necessary to be able to meet a demand for 3 hours supply during a breakdown of water production, the expected consumption for the next 3 hours has to be stored in the reservoirs. The expected consumption for these 3 hours is found from statistical data as a percentage of the total daily consumption, which is calculated from the actual consumption of the preceding hours by the method shown above. If t is the time of calculation and q , Q , γ have the same meaning as above, then the necessary water quantity in the reservoirs is given by the formula:

$$Q(t+3) - Q(t) = q(t) [\gamma(t+3) - \gamma(t)] / \gamma(t)$$

It should be understood that this is the emergency reserve and not the operational reserve for daily balance of storage and demand. In the last formula q and γ stand for the sums of percentage and of actual consumption of all hours from 06h in the morning onwards.

With this method it is not necessary to use special functions for irregular holidays because the correction is made automatically very early in the morning, when consumption control shows that the consumption is much smaller than on a usual weekday. Experience has shown that the prognosis on these irregular holidays is as good as on the usual days. One reason is that a distinct difference between holidays and weekdays appears early in the morning at the time when occupational consumption starts on a normal working day (Fig. 25).

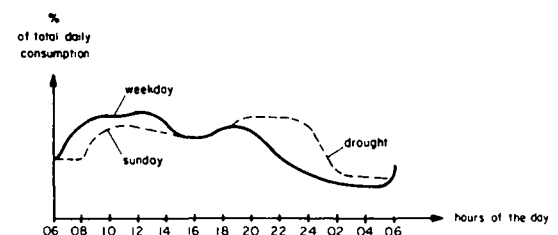


Fig. 25. Hourly consumption versus time of the day: 3 curves: Weekday, holiday, drought

On the other hand experience shows that demand prognosis is less exact on very hot days after a long drought because such days differ from the usual in their high evening consumption due to garden watering and personal hygiene. Unfortunately there is a shortage of statistical data on long droughts in temperate climates, so that some manual correction of optimal operation is necessary on such exceptional days.

11.2 Demand prognosis for the week

A basis for this function is given by statistical data on daily consumption for the days of the week, expressed as a percentage of the entire consumption for the whole week. The statistical data of most cities show that there is a similar daily consumption on Tuesday, Wednesday and Thursday, but that this is distinctly different from the daily consumption for Monday, Friday, Saturday and Sunday. A good approximation is given by 17% of the weekly consumption for Monday, 14% each for Tuesday through Thursday, 20% for Friday, 12% for Saturday and 9% for Sunday.

In residential areas, specially those with large gardens, the percentages are different and often depend on the season, while industrial areas have a lower percentage for Friday than for other working days and the consumption on Saturday and Sunday is very small.

In countries with different weekly holidays (e.g. Friday), the values have to be adapted to the different weekdays.

The weekly demand prognosis is evaluated in the same manner as the daily demand prognosis from the actual consumption up to the time of calculation (Fig. 26). The actual consumption is divided by the total percentage of the past days of the week. It stands to reason that the weekly percentage for the day of

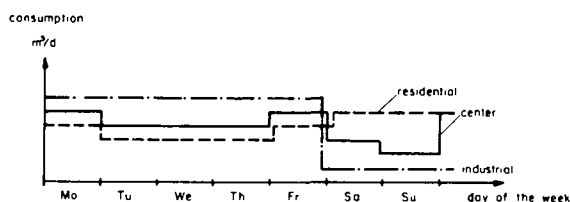


Fig. 26. Weekly consumption versus 7 days: 3 broken curves: Centre, residential, industrial

calculation is multiplied by the daily percentage up to the time of calculation. Experience shows that extreme weather conditions have little influence on the accuracy of the weekly demand prognosis even if there are large differences for the single day.

12. The reasons why operational optimisation is so little used

It has to be admitted that the actual mathematical formulas and the derived linear programming are rather complicated for every day optimisation. However, these are not the main obstacles to their introduction in water supply. Able mathematicians and an efficient team of programmers could easily overcome these difficulties.

The real reason for the reluctance to use them lies elsewhere. These formulas presume that to a very large extent operational data are transmitted on-line to a control centre where they are processed on-line to evaluate the necessary factors of optimisation.

This calls for extensive instrumentation in the plants and the distribution system, widespread transmitting installations and, to a lesser extent, sophisticated computer installations at the control centre. It is the large investment involved that impedes the introduction of this method of optimisation.

But there are cases where optimisation has been successfully implemented. If water production is extremely expensive, if water resources are very limited, if the price of energy is very high, or if there is a large number of independent stations, then it is economical to install the necessary instrumentation and generate programmes for the special needs of the relevant water supply. Examples of such success can be seen in the cities of St. Gallen (Switzerland), Hamburg (Federal Republic of Germany) and Denver (United States of America).

M. Grombach (Suisse)

“MODÈLES ÉCONOMIQUES BASÉS SUR L’UTILISATION DE LA PROGRAMMATION LINÉAIRE POUR CHOISIR LA SOLUTION LA PLUS RENTABLE DE LA FOURNITURE DE L’EAU”

1. But du modèle d’optimisation

Le but du modèle est d’optimiser à tout moment le fonctionnement des stations de pompage, pour des pompes des installations de traitement ainsi que pour des pompes plus petites des stations de surpression. Les modèles d’optimisation concernent donc le fonctionnement des installations existantes, et pas de la conception d’installations nouvelles, pour lesquelles des modèles d’optimisation de structure très différente seraient nécessaires. Dans nos modèles, les unités de traitement, les stations de pompage et le réseau sont des données de fait et les seuls coûts pris en compte sont ceux de fonctionnement, principalement le coût de traitement et l’énergie.

Le mode de fonctionnement le plus économique est déterminé sous les conditions suivantes:

- la pression aux stations de pompage auxiliaires ne doit pas tomber en-dessous d’un minimum déterminé;
- la pression des mano-détendeurs ne doit pas tomber en-dessous d’un minimum déterminé;
- il convient d’utiliser l’électricité à faible tarif pendant la nuit et les week-ends;
- les stations de pompage d’efficacité optimale sont préférées;

- les stations de pompage avec perte de charge plus basse sont préférées;
- la demande d’énergie momentanée doit être aussi faible que possible.

2. Fonction-objectif

L’objet de l’optimisation est de réduire le coût de pompage hebdomadaire. Pour mieux tenir compte des capacités de stockage existantes, le coût est par semaine et non par jour.

Le coût général du pompage comprend (Fig. 1) (Page 19).

- les coûts liés à l’énergie
- le coût du temps de fonctionnement des pompes
- le coût antérieur des pompes pour l’eau tirée des réservoirs de service
- le coût du pompage pour l’eau fournie au réservoir (Fig. 2) (Page 19).

Le calcul du coût du pompage ne comprend pas l’entretien, la consommation de plus d’énergie pour faire démarrer les pompes, ni l’entretien et le service des installations.

La fonction-objectif n’est acceptable qu’à la condition que toute l’eau passant dans les systèmes de

distribution (eau pompée et eau des réservoirs) soit égale à la somme de toute l'eau tirée du système de distribution (consommation et eau alimentant les réservoirs) (Fig. 3) (Page 19).

3. Contraintes

La fonction objectif ne peut être minimisée que dans le cadre de restrictions opérationnelles (contraintes). Les contraintes suivantes sont prises en compte:

- limite maximum de la production dans les bassins hydrographiques et les installations de traitement;
- limite maximum du rendement de pompage des stations de pompage;
- limite maximum du rendement des stations auxiliaires et des réducteurs de pression;
- limite maximum des entrées dans les réservoirs. Cette limite provient du calibre de la conduite principale;
- limite maximum de la capacité du réservoir;
- limite inférieure du volume d'eau dans le réservoir, déterminée par les conditions hydrauliques et les aspects sécurité du fonctionnement;
- pression de distribution minimum pour les consommateurs et pression de distribution maximum déterminée par la résistance des conduites;
- paliers de capacité de la pompe, dans la mesure où les pompes ne sont pas à vitesse variable, donc n'ont pas un rendement variable à l'infini;
- rendement maximum possible des principaux raccordements au système de distribution selon leurs dimensions mais indépendamment de la pression dans le système de conduites principales que l'on prendra en ligne de compte dans la fonction objectif.

Les contraintes sont pour certaines constantes, pour d'autres fonctions du temps, dans certains cas dépendantes l'une de l'autre, parfois en partie dépendantes de la saison. D'autres formes de dépendance peuvent être prises en considération.

Les contraintes suivantes peuvent être prises en compte, ou pas, au niveau du stade initial:

- débit minimum dans les conduites d'eau pour éviter une stagnation de l'eau.
- contraintes pour obtenir un rendement continu des bassins hydrographiques et des usines de traitement de l'eau. Ces contraintes devront être considérées lors d'une optimisation séparée des bassins d'eau souterraine et du traitement de leur eau. Il est généralement possible de séparer ces deux optimisations.
- contraintes plus importantes de la sécurité de distribution par exemple l'alimentation continue des zones de pression par deux stations, au moins. Les zones de pression avec plus d'une station de pompage ne sont pas exclues, évidemment, mais le fonctionnement continu et simultané de toutes les stations n'est pas toujours essentiel.
- les conditions spéciales de fonctionnement—panne de certaines installations ou de conduites par exemple—ne seront pas prises en ligne de compte. Dans ces cas, très rares, il faudra renoncer à l'optimisation, dans bien des cas de ce genre, une très faible partie seulement de la distribution totale de l'eau étant en général affectée.
- les jours fériés, ne seront pas spécialement pris en compte. Une correction de la fonction-objectif se fait automatiquement par une utilisation continue des prévisions de la demande (voir ci-après).

4. Espace de la fonction-objectif

L'espace de la fonction-objectif doit comprendre une variable pour chaque installation. Les autres variables sont le débit, le rendement de la pompe, la consommation, l'alimentation, le coût et le temps. Le total des variables de la fonction objectif sera de 50 environ. La formule générale pour la fonction objectif est:

$$\Sigma f = \Sigma \int_{7 \text{ jours}} q \cdot P \quad dt \quad (1)$$

La somme des éléments f est une fonction coût en termes monétaires. Dans tous les cas la fonction q est une fonction du débit ou du rendement ou de l'alimentation (Fig. 4) (Page 20), donc est exprimée par rapport à une installation donnée et peut dans certains cas dépendre des débits, dans d'autres installations.

Il est évident qu'elle dépend aussi du temps et dans certains cas de la saison. La fonction P est la fonction coût de l'installation individuelle. Elle se situe donc dans la dimension de l'installation et est le plus souvent une constante ou une fonction régulière du temps. L'intégration se fait sur la semaine de travail et selon un temps fixé, jusqu'au lundi matin 6 heures.

5. Espace des contraintes

Les fonctions restrictives se trouvent tout naturellement dans le même espace que la fonction-objectif. Cependant elles ne sont dans la plupart des cas différentes de zéro que pour quelques dimensions. D'un autre côté, elles sont souvent discontinues et non différentiables.

6. Fonctions restrictives

6.1 Rendement maximum de l'installation de traitement (Fig. 5) (Page 20)

Cette contrainte est une constante dans le temps et les saisons. Cependant si l'optimisation du bassin hydrographique et du traitement est prise en compte dans l'optimisation de la distribution, cette fonction restrictive dépendra de la saison.

6.2 Rendement maximum de la station de pompage (Fig. 6) (Page 20)

C'est une fonction discontinue dépendant du temps. Du point de vue tarif l'énergie électrique, elle est plus basse de jour que de nuit et égale à zéro aux périodes de pointe de consommation d'électricité lorsque les stations de pompage doivent, si possible, être arrêtées.

6.3 Rendement maximum des stations auxiliaires et des mano-détendeurs (Fig. 7) (Page 20)

Ces contraintes sont constantes la plupart du temps et par toute saison, ces stations ne consommant que peu d'énergie électrique. Dans certains cas des contraintes semblables à celles du paragraphe 6.2 sont nécessaires. Il peut y avoir dépendance saisonnière si certaines installations sont mises hors circuit en saison froide, de sorte que la fonction sera constamment à zéro en hiver.

6.4 Alimentation maximum des réservoirs (Fig. 8) (Page 20)

Ce facteur dépend des contraintes de pression (6.7) pour chaque réservoir et de la contrainte de quantité minimum (6.6). Avec la contrainte 6.6 il est aussi fonction du temps. La part la plus importante de la fonction contrainte est la perte de charge limitée dans

la conduite, du réservoir au système de distribution. Cette restriction est fonction du niveau de l'eau dans le réservoir et de la pression du moment de la distribution. Dans certains cas il suffit de maintenir la fonction au plus bas pour la quantité minimum prescrite dans le réservoir et à la pression de service. Dans certains cas il suffit de la maintenir constamment au niveau bas pour la quantité minimum prescrite dans le réservoir, et constamment à zéro en-dessous de ce niveau.

6.6 *Quantité minimum d'eau dans les réservoirs* (Fig. 9) (Page 21)

Ce facteur restrictif est principalement une question de sécurité de fonctionnement. La plupart des usines d'eau le présupposent constant: ("le niveau d'eau dans le réservoir ne doit pas tomber en-dessous de 5 mètres"). Mais ceci n'est pas vrai pour une optimisation sérieuse. En cas de panne de l'installation de traitement, la consommation doit, si nécessaire, être satisfaite par une distribution venant seulement des réservoirs pendant une période de temps donnée. Cette quantité d'eau est naturellement plus importante aux périodes de consommation de pointe qu'aux périodes de consommation creuses, de nuit par exemple. (Fig. 10) (Page 21) (L'eau du réservoir doit satisfaire les demandes pendant 4 heures).

Cette durée n'est pas nécessairement la même pour tous les réservoirs, certaines zones de pression étant plus sujettes à des pannes que d'autres. Pour ces dernières une quantité de réserve plus petite peut suffire. Dans certains cas la période de distribution autorisée sans entrée de l'installation de traitement peut dépendre de la saison. La contrainte est donc une fonction continue du temps, de la consommation du moment, des prévisions des demandes pour la zone de pression en question et parfois d'autres zones de pression. Cependant elle diffère pour chaque réservoir et est généralement égale à zéro pour toutes les dimensions des autres réservoirs. Elle est donc indépendante des réservoirs voisins. Si tel n'est pas le cas, il est prudent de traiter les deux réservoirs interdépendants comme un seul. Ils sont alors considérés comme un réservoir unique à plusieurs compartiments.

6.7.1 *Pression minimum dans le réseau de distribution* (Fig. 11) (Page 21)

C'est une fonction de la consommation du moment mais elle est indépendante du temps. La fonction détermine la pression aux points critiques du réseau par une analyse simplifiée du réseau. Si le calcul montre que la pression est trop faible, la pression au lieu d'origine—à la sortie d'une station auxiliaire de pompage par exemple—doit être accrue.

6.7.2 *Pression maximum dans le réseau de distribution*

La restriction de la pression maximum est une constante dans tous les cas et ne sera utile qu'aux sorties sensibles des stations de pompage.

6.8 *Rendement des stations de pompage* (Fig. 12) (Page 21)

Ce sont des fonctions discontinues des capacités des pompes et généralement elles sont de 0 ou de 1, parfois de 0,5. Elles sont évidemment indépendantes du temps et généralement sont liées à la fonction de contrainte 6.3 de la capacité maximum. La fonction contrainte montrera que les stations de pompage n'ont pas une capacité infiniment variable mais fonctionnent selon un

nombre limité de paliers de capacité. Dans certains cas, il n'y en a que deux, c'est-à-dire puissance maximale ou arrêt. Dans les stations où plusieurs pompes fonctionnent en parallèle, il y a plus de trois paliers et la fonction peut devenir quasi continue.

6.9 *Alimentation maximum de la conduite principale* (Fig. 13) (Page 21)

Cette contrainte est une fonction stabilisée du rendement instantané de toutes les stations auxiliaires de pompage et mano-détendeurs; elle est corrélée avec la restriction 6.2 pour l'alimentation dans la conduite principale et parfois avec la restriction 6.7 pour la pression minimum. Il en est ainsi si certaines stations auxiliaires de pompage ne s'arrêtent jamais complètement. L'alimentation maximum de la conduite principale diffère, à chaque raccordement avec le système de distribution. Cette zone de contrainte a autant de dimensions qu'il y a de raccords entre le système de conduites principales et le système de distribution.

7. *Nombre global de restrictions*

L'expérience montre qu'une cinquantaine d'installations (stations de pompage, stations auxiliaires, mano-détendeurs, réservoirs, etc) doivent être incluses dans l'optimisation d'une distribution d'eau normale. Généralement ceci comprend 5 installations de traitement, 15 réservoirs, 5 grandes stations de pompage d'eau d'alimentation, 10 stations auxiliaires, 5 réducteurs de pression et 10 installations diverses. Il y a donc 5 fonctions de contrainte pour le rendement maximum des bassins hydrographiques et les principales stations de pompage, 15 fonctions restrictives pour le rendement maximum des stations de pompage auxiliaires et réducteurs de pression, 45 fonctions pour les réservoirs, soit 15 pour une alimentation maximum, 15 pour une capacité maximum et 15 pour un stockage minimum. Il y a de plus 15 fonctions pour les capacités des pompes et environ 20 fonctions pour l'alimentation maximum du système principal de conduites du système de distribution (Fig. 14) (Page 22).

Il y a de plus un nombre variable de fonctions liées aux pressions maximum et minimum dans le système de distribution, leur nombre dépendant de la complexité du système de distribution et de l'exactitude de la surveillance de la pression.

On pense que la moitié environ de toutes les fonctions diffèrent de zéro dans plus de cinq dimensions à cause de l'interdépendance avec d'autres installations. L'espace de variation de la fonction objectif est compliquée de ce fait.

8. *Fonctions auxiliaires*

Il est prudent de formuler plusieurs fonctions auxiliaires au préalable pour obtenir une représentation plus facile de la fonction objectif et surtout des fonctions restrictives.

8.1 *Consommation totale* (Fig. 15) (Page 22)

La consommation totale est calculée normalement chaque jour dans chaque distribution d'eau. Si la distribution est contrôlée par ordinateur, cependant, il est possible de calculer la consommation totale à tout moment et pour toute durée de temps. La consommation totale doit être ventilée entre les demandes de chaque zone de pression et reliée à chaque station de pompage. Il convient de la calculer à chaque nouvelle optimisation. Si la distribution de l'eau est contrôlée par ordinateur, il est possible d'effectuer une optimisation

toutes les heures environ et de générer le fonctionnement en conséquence.

8.2 Prédiction de la demande pour la journée en cours (Fig. 16) (Page 22)

Il faut générer une prédiction de la demande toutes les heures de la journée. Cette prédiction est à la base de l'optimisation. Une prédiction sûre aide à éviter des variations fréquentes du fonctionnement des pompes. Il y a plusieurs formules pour la prédiction de la demande journalière qui sont utilisées avec plus ou moins de succès dans de nombreuses distributions d'eau. Aucune de ces formules n'est nettement meilleure que les autres, de sorte qu'une formule relativement simple basée sur des statistiques à long terme et la demande journalière peut être utilisée sans problèmes.

8.3 Prédiction de la demande hebdomadaire (Fig. 17) (Page 22)

Une prédiction de la demande hebdomadaire, c'est-à-dire jusqu'au lundi matin 6 heures de la semaine qui suit, est nécessaire pour avoir un fonctionnement optimum du réservoir. Des formules compliquées liées à la saisonnalité, à la température du moment et aux journées de travail spéciales ne sont généralement pas satisfaisantes. Une simple formule basée sur la consommation totale des journées antérieures ou de la semaine antérieure suffit.

8.4 Pression de distribution suivant la pression d'alimentation (Fig. 18) (Page 22)

Cette formule équivaut à une analyse de réseau simplifiée pour chaque raccordement entre la conduite principale et le système de distribution. Il faut assurer une pression suffisante en tous points du système de distribution et en même temps limiter la pression dans le système de distribution à des valeurs économiques. Le degré d'exactitude requis doit être déterminé et il diffère généralement pour chaque raccordement entre le système de conduite principale et le système de distribution.

8.5 Capacité du réservoir suivant le niveau de l'eau (Fig. 19) (Page 23)

En général ce sont des fonctions linéaires; exceptionnellement elles sont fonctions quadratiques de la géométrie du réservoir.

8.6 Équilibrage de l'eau

Cette fonction est nécessaire pour comparer la production de l'eau avec la consommation réelle; elle doit prouver que le fonctionnement optimisé répond bien à la consommation du moment (Fig. 20) (Page 23). A chaque fois qu'il faut optimiser la distribution de l'eau, il faut établir cette consommation séparément pour chaque optimisation.

8.7 Pression dans les systèmes de conduites (Fig. 21) (Page 23)

Ceci est généralement un calcul de perte de charge ou, dans des cas spéciaux, une analyse de réseau très limitée. Elle dépend du débit dans chaque canalisation des conduites et varie de façon discontinue d'une canalisation à une autre.

Donc la pression dans les conduites dépend de la quantité d'alimentation, à chaque raccordement au système de distribution.

8.8 Prix de l'énergie en fonction du temps (Fig. 22) (Page 23)

Ceci est une simple fonction discontinue du temps. Des intervalles de temps peuvent être introduits dans la fonction qui ont un prix très élevé.

Certaines fonctions peuvent théoriquement être nécessaires mais peuvent être négligées en pratique. Par exemple la fonction qui concerne l'efficacité de la pompe selon la capacité et la perte de charge. On peut présumer, cependant, qu'une pompe travaillant à un palier donné aura une efficacité constante.

9.9 Division de l'espace de la fonction-objectif

Il est recommandé d'étudier les possibilités de séparer certaines parties de la fonction-objectif, les différentes parties étant optimisées séparément. Pour les parties de la distribution de l'eau ayant peu d'interaction l'une sur l'autre, la séparation est évidente. S'il y a d'autres installations ayant un effet sur plusieurs parties de la fonction-objectif, le résultat de l'optimisation d'une partie de la fonction-objectif devra être pris, dans l'autre partie, comme une contrainte (Fig. 23) (Page 23).

Par contre, de très petites parties de la fonction-objectif qui sont fortement influencées par d'autres parties (par la pression d'admission par exemple) mais qui n'ont qu'une faible influence sur la fonction-objectif elle-même, peuvent être traitées séparément. Parfois l'optimisation ne vaut pas la peine. Dans un tel cas ces petites parties de la fonction-objectif peuvent être présumées constantes même si en fait elles changent beaucoup.

10. Simplification

Une simplification de la fonction-objectif et des fonctions restrictives est admissible si elle n'a pas trop d'effet sur la valeur optimum de la fonction-objectif. Il faut donc effectuer des essais de sensibilité si l'effet de la simplification n'est pas claire.

Il est conseillé d'optimiser une distribution d'eau importante par étapes. Ceci veut dire par exemple optimiser dans un premier stade les stations de pompage principales pendant que les stations de pompage moyennes et les stations auxiliaires travaillent indépendamment et sont considérées comme de gros consommateurs dans le réseau en question.

Une autre optimisation partielle peut être réalisée en optimisant seulement l'utilisation de l'électricité, fournie à des tarifs de jour et de nuit, ou encore le prix pour une puissance donnée.

La valeur de la fonction-objectif serait alors la distribution optimum du fonctionnement de la pompe dans le temps. Une troisième solution partielle de fonctionnement optimum ne vise que les réducteurs de pression (gaspilleurs d'énergie) et les stations de pompage auxiliaires (utilisateurs d'énergie). La valeur optimum de la fonction-objectif sera alors donnée par la valeur minimum du débit passant dans les réducteurs de pression et les stations de pompage auxiliaires.

11. Fonctions auxiliaires spéciales

11.1 Prédiction de la demande pour la journée

La prédiction de la demande est basée sur les consommations horaires, pour chaque zone de pression simple, qui doivent être évaluées statistiquement. Ces statistiques de consommation horaire sont à déterminer pour chaque jour de la semaine sur plusieurs années, en pourcentage de la consommation journalière totale. Une courbe normalisée des consommations, pour chaque jour de la semaine, peut être ainsi établie. Elle

devra omettre les jours fériés. Exprimée en pourcentage de la consommation journalière, la consommation horaire diffère notablement d'heure en heure, mais est plus constante sur une année entière que la consommation journalière totale exprimée en mètres cubes.

Ainsi, dans une certaine ville, la consommation entre 11h. et midi représente 8% de la consommation journalière. Si ceci est une valeur moyenne, calculée sur plusieurs années, la gamme se trouve entre 7,5 et 8,5%, soit une Fourchette de 12% environ. Mais dans cette même ville la consommation journalière totale a une variation de 100%, la demande de pointe étant le double de la plus petite demande.

Si la consommation totale varie entre 100.000 et 200.000 m³/jour, la demande réelle entre 11 heures et midi varie de 7.500 à 17.000 m³, soit une variation de 80% environ. C'est là la raison pour laquelle il vaut beaucoup mieux employer un pourcentage pour la prévision de la demande horaire et calculer la demande réelle en mètres cubes d'après la valeur correspondante de la consommation immédiatement antérieure (Fig. 24) (Page 24).

La même méthode peut servir aussi pour les prévisions de la demande journalière, sur la base de la consommation des dernières heures, en les divisant par le pourcentage approprié. Il est prudent de considérer la consommation totale depuis 6 heures du matin plutôt que la consommation de la dernière heure seulement. Le pourcentage horaire de la demande diffère pour chaque distribution d'eau, et pour chaque zone de pression. Le centre de la ville a une plus forte consommation de 9 heures à 17 heures tandis que les zones résidentielles ont une plus forte consommation de bonne heure le matin et tard dans l'après-midi. Les zones de jardins ou industrielles ont des demandes horaires différentes. Chaque cas doit être étudié individuellement sur la base des données statistiques recueillies sur plusieurs années.

Le calcul actuel se fait comme suit:

- Des données statistiques, nous saurons que y% de la consommation journalière est distribué aux heures calculées pour le jour approprié de la semaine. La consommation totale réelle de q m³ est mesurée simultanément. La prévision de la demande pour la demande journalière totale Q sera donc de:

$$Q = 100 q/y.$$

- Une formule semblable est requise pour calculer la quantité minimum nécessaire dans les réservoirs. S'il est nécessaire de pouvoir faire face à une demande pour une distribution de 3 heures lors d'une panne dans la production de l'eau, la consommation prévue pour les 3 heures suivantes doit être stockée dans les réservoirs. La consommation prévue pour ces 3 heures se trouve d'après les données statistiques en pourcentage de la consommation journalière totale qui est calculée d'après la consommation réelle des heures précédentes par la méthode indiquée ci-dessus. Si t est le temps du calcul et q, Q, y sont comme il est dit ci-dessus, la quantité d'eau nécessaire dans les réservoirs est donnée par la formule:

$$Q(t+3) - Q(t) = q(t) [y(t+3) - y(t)] / y(t)$$

Il s'agit d'une réserve pour cas d'urgence et non d'une réserve de fonctionnement pour l'équilibre journalier du stockage et de la demande. Dans cette dernière formule q et y représentent les sommes de pourcentage et, des consommations réelles de toutes les heures, depuis 6 heures du matin.

Avec cette méthode il n'est pas nécessaire d'employer de fonction spéciale pour les jours fériés, la correction se faisant automatiquement très tôt le matin,

lorsque le contrôle de la consommation montre que celle-ci est bien moindre qu'un jour de semaine normale. L'expérience a montré que la prévision pour ces journées de vacances est aussi bonne que les journées normales. Une des raisons est qu'il y a une différence nette entre vacances et jours de semaine ordinaires en début de journée, à l'heure où le travail commence, un jour normal de semaine (Fig. 25) (Page 24).

L'expérience a aussi montré que la prévision de la demande est moins exacte lorsqu'il fait très chaud, après des journées sans pluie, parce qu'alors il y a une forte consommation d'eau en début de soirée pour les jardins et l'hygiène personnelle. Malheureusement il manque des données statistiques sur de longues périodes de sécheresse dans les climats tempérés, de sorte qu'il faut effectuer une correction manuelle du fonctionnement optimal dans ces cas exceptionnels.

11.2 Prévision de la demande pour la semaine

Une base pour cette fonction est donnée par des données statistiques de consommation journalière pour les jours de la semaine, exprimées comme pourcentage de la consommation hebdomadaire totale. Les données statistiques de la plupart des villes montrent qu'il y a une consommation journalière similaire les mardis, mercredis et jeudis, mais une différence notable les lundis, vendredis, samedis et dimanches. Une bonne approximation est donnée avec 17% de la consommation hebdomadaire le lundi, 14% du mardi au jeudi, 20% le vendredi, 12% le samedi et 9% le dimanche.

Dans les zones résidentielles, en particulier là où il y a de grands jardins, les pourcentages sont différents et dépendent souvent de la saison, tandis que dans les zones industrielles il y a un pourcentage moins élevé le vendredi que les autres jours de la semaine, les samedis et dimanches ayant une consommation très faible.

Dans les pays où les jours de repos sont un autre jour de la semaine (le vendredi par exemple), il convient de faire les adaptations nécessaires. La prévision de la demande hebdomadaire est évaluée de la même façon que la prévision de la demande journalière d'après la consommation réelle jusqu'au moment d'effectuer le calcul (Fig. 26) (Page 25). La consommation réelle est divisée par le pourcentage total des jours de la semaine déjà passés. Il va de soi que le pourcentage hebdomadaire pour le jour du calcul est multiplié par le pourcentage journalier jusqu'au moment de faire le calcul. L'expérience montre que des conditions météorologiques extrêmes ont peu d'effet sur l'exactitude de la prévision de la demande hebdomadaire, même s'il y a de fortes différences pour un jour particulier.

12. Raisons pour lesquelles l'optimisation opérationnelle est si peu employée:

Il faut admettre que les formules mathématiques et la programmation linéaire sont relativement complexes pour une optimisation journalière. Cependant, là n'est pas l'obstacle principal concernant leur mise en oeuvre pour la distribution de l'eau. Des mathématiciens qualifiés et une équipe de programmeurs efficace peuvent aisément surmonter ces difficultés.

La raison majeure qui fait hésiter à les utiliser est ailleurs: ces formules supposent que dans une très grande mesure les données opérationnelles soient transmises directement à un centre de commande où elles sont traitées pour évaluer les facteurs nécessaires de l'optimisation.

Ceci nécessite une instrumentation complexe dans les installations et le système de distribution, une

installation de transmission très évoluée et, à un degré moindre, un matériel informatique sophistiqué au centre de commande. C'est en fait la dimension de l'investissement nécessaire qui freine l'introduction de cette méthode d'optimisation.

Mais il y a des cas où l'optimisation a été utilisée avec succès. Si la production de l'eau est onéreuse, et les ressources en eau limitées, si le coût de l'énergie est très

élevé, ou s'il y a un grand nombre de stations indépendantes, il est alors utile d'installer l'instrumentation nécessaire et de générer des programmes pour les besoins spéciaux de la distribution d'eau en question. Des exemples d'une telle réussite existent à St Gall (Suisse), à Hambourg (République Fédérale d'Allemagne) et à Denver (Etats-Unis d'Amérique).

Dr.-Ing. Hanno Al Hames, Technischer Direktor im Hs. Hamburger Wasserwerke GmbH, Mönckebergstraße 8, 2000 Hamburg 1, W. Germany.

"SAFEGUARDING OF DRINKING WATER SUPPLY FOR TWO CITIES USING SIMULATION MODELS"

The safeguarding of the drinking water supply needs optimum management of the existing ground water resources. Temporal changes and local alteration of the critical values in the ground water resources have to be known or studied before each case of application. In this way the factors of conservation of natural beauty and environmental health can be taken into account to a maximum extent. The main objective is to improve the conditions of water resources overall. This goal can be achieved by using static and dynamic ground water simulation models. Three simulation models illustrate the application for the safeguarding of the water supply of two cities. The results are discussed as follows:

1. Ground water abstraction at Hamburg

In the dense populated area of Hamburg water is abstracted from six aquifers which are directly connected or separated by intermediate layers. The created model must be sufficiently flexible to fit the geological conditions. To simulate two and three dimensional ground water flow patterns a model which allows examination of three dimensional static and dynamic conditions was constructed.

With the aid of this mathematical model the following problems can be solved:

- a) Development of the isohypses for the present drawdown.
- b) Determination of the isohypses for additional ground water abstraction. Effects of the uptake on the ground water resource as a whole or in partial areas.
- c) Determination of additionally usable amounts of ground water allowing maximum drawdown values.
- d) Determination of the ground water replenishment of the deeper aquifers of the investigated area.

- e) Predictions on the shifting of the salt/fresh water boundary.
- f) Determination of the infiltration rate.

2. Ground water abstraction in the region of the Nordheide (northern part of Lüneburg Heath)

In the observation area there are more or less two main aquifers. They are hydraulically connected by a leaky, partly fragmentary intermediate layer. The fixed goal to obtain only a small drawdown can only be achieved by widely extended well galleries. To simulate the influence of the groundwater abstraction on the non-disturbed ground water conditions a mathematical analogous model has been developed. The investigation area encloses 1000 km². The ground water abstraction will arise up to 25 to 37 million m³/a. The ground water will be abstracted by 36 wells of different places.

3. Ground water replenishment in the region of Suedheide (southern part of Lüneburg Heath)—Water supply of the city of Hanover

Surface water is taken, transported, treated, infiltrated and partly recovered for the replenishment of the natural ground water. The hydraulic, geohydrological and hydrological problems are simulated under different restrictions in order to obtain the optimum operational conditions. With the aid of a digital model a comprehensive investigation on the water resource being already used over decades has been executed, in order to test the effect of a proposed ground water replenishment. The abstracted amount of ground water is 71 million m³/a and is taken from 90 wells. The amount of replenishment lies in the range of 40 million m³/a.

J. Sherriff, Welsh Water Authority, Brecon, Powys.

"USE OF MODELS IN THE INTEGRATION OF THE S E WALES SUPPLY SYSTEM"

Modelling at various levels of sophistication has been utilised in the planning process in order to quantify the variables which need to be considered, ranging from hydrological modelling of parts of the system to economic modelling of the entire integrated system.

Due to uncertainties associated with the parameters which require evaluation, it is important that robust and flexible strategies are obtained rather than seeking the so called optimal strategy.

Traditionally system components have been sized and introduced so that the yields of sources have been adequate to meet anticipated demands. Experience of both the planning and operation of the integrated supply system in S E Wales has shown that it is necessary to consider a wide variety of uncertainties before a strategy for development can be determined.

Apart from uncertainties in estimating future demands consideration should be given to:

- the need for some sources to be operated below their 'reliable' yields during droughts due to lack of knowledge of the eventual drought severity
- the variability of available treatment capacity due to variations in raw water quality
- contingency measures which can be implemented to increase available supply or to reduce consumption
- system components which are susceptible to failure due to pollution incidents or mechanical and electrical failure.

Two stages of modelling have been employed to assist in evaluating the integration of the S E Wales supply system. The first stage has been the simulation of the operation of parts of the system to determine for a given operating strategy, yields, maximum and minimum flows, load factors and operating costs. The simulations have been used to derive control rules for the cost minimisation of the conjunctive operation of the existing system as well as to examine the performance of feasible enhancement of the system to meet anticipated demand increases.

The key to the production of a robust strategy, which can respond to alterations in system configuration and assumptions, has been the development of an economic model within which alternatives can be evaluated. The model is used to determine discounted costs over the planning horizon and for each year a

routine allocates sources to the demand centres in order to minimise operating costs.

Basic inputs to the model are:

- capital costs and timing of future alternatives
- unit operating costs
- feasible routes and capacities from sources to demand centres
- source output capacities resulting from their conjunctive use.

Repeated use of the model is made to examine the economics of alternative strategies and phasing, and to investigate their sensitivity to the uncertainties of demand, drought management, and component failures.

Due to the integrated nature of the S E Wales system, application of the model has indicated that the need for future capital expenditure is particularly sensitive to small variations in demand projections and to the operational measures which need to be implemented in potential drought situations. This is because a new source would be required to respond to the cumulative effect of demand variations and drought operation throughout the entire system. Modelling cannot be expected to produce a unique strategy for integration and development of complex water supply systems but should be used to evaluate the uncertainties associated with planning and operation, so that a robust strategy is determined.

Well and borehole construction and rehabilitation

Construction et réhabilitation des forages et des puits

Author: Dr. Z. Haman (Denmark)
Auteur:
Leading Contributors: K. Cruse & P. D. Wilkinson (UK)
Contributors: J. M. Lamblin (France)
Contributeurs Principaux:

LIBRARY
 International Reference Centre
 for Community Water Supply

Z. Haman (Denmark)

"CASE HISTORY WELL REHABILITATION PROGRAMME IN SANDAKAN, SABAH STATE, MALAYSIA"

1. Introduction

Once, a properly constructed and developed well is put into operation the expected life time of 15-30 years is attained through a minimum of maintenance. However, if a well is not properly constructed and developed and not operated optimally or if the chemical quality of groundwater is such that it causes corrosion, incrustations and clogging of the screen, casing and pumping equipment there will be a need for the periodical maintenance and/or rehabilitation of well yield.

It is the intention of this article to discuss the different factors causing deterioration in well performance, to outline the methods of investigations of well performance and to illustrate some procedures for well rehabilitation on a case history from the well rehabilitation programme carried out in Sandakan, Sabah State, Malaysia.

The author would like to extend his thanks to PWD of Sabah State for the kind permission to use data from the rehabilitation programme in this paper.

2. Characteristics of the groundwater reservoir in Sandakan

The groundwater reservoir in the study area (Fig. 1) consists of consolidated sandstone, mudstone and shale layers which form a part of the Sandakan Formation.

The sandstone aquifer is of a leaky-artesian type with a shallow aquifer as a source bed overlying the main aquifer. As shown in Fig. 1 there are several sandstone aquifer systems separated from each other.

The transmissivity is generally below $0.004 \text{ m}^2/\text{s}$ indicating poor to medium yielding properties of sandstone aquifer. Well yields, from the existing wells, range from 10-60 m^3/h . Higher yields are generally obtained from wells situated near faults. There are in operation 24 production wells spread over different catchments. Groundwater withdrawal in 1979/80 was approximately 6 mill. m^3/year (approximately 16,500 m^3/day).

The recharge to all aquifers is approximately 14.3 mill.

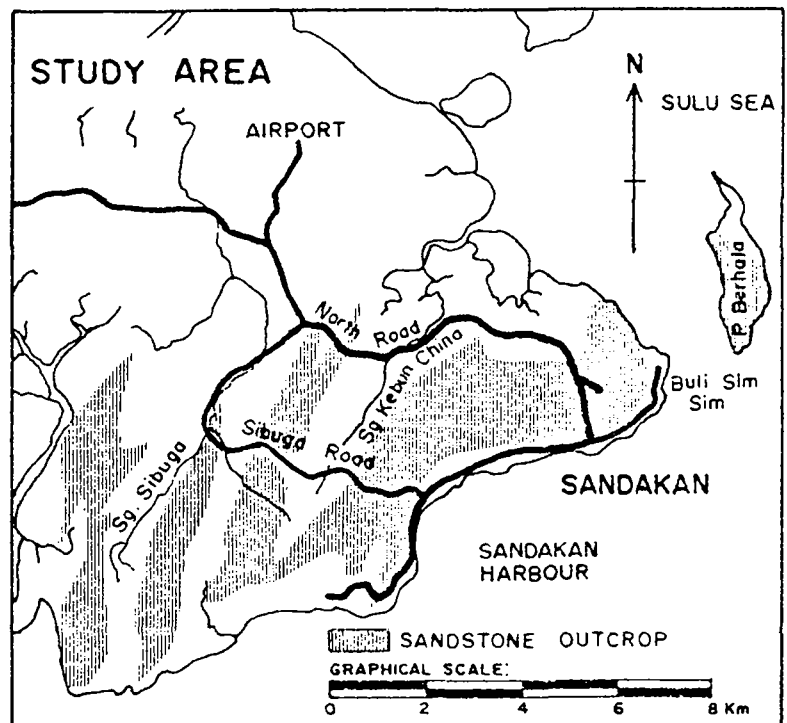
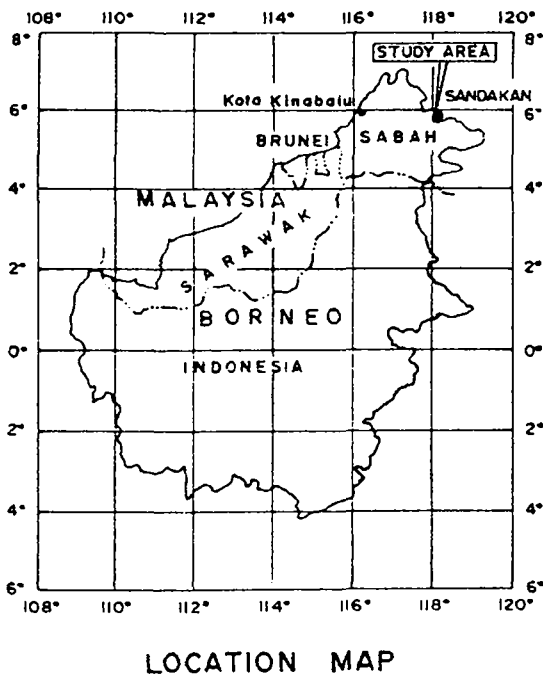


Fig. 1. Location Map and Study Area, Sandakan

m³/year (approximately 39,000 m³/day). The recoverable recharge is approximately 11 mill. m³/year (approximately 30,000 m³/day).

Groundwater is soft, with high iron content (up to 15 mg Fe/l) and it is chemically aggressive. The water treatment to remove iron and neutralize water is required.

Three production wells are known to have collapsed due to corrosion of the screens and a number of other wells show continuously decreasing discharge.

To prevent further losses in the production rate, the operation and maintenance of programme with a purpose:

- to investigate the performance and the conditions of the existing wells, and
- to introduce the rehabilitation and maintenance procedures which will ensure a stable discharge rate from the production wells

was carried out in 1981 for a period of six months during which 22 production wells have been examined.

3. Factors causing decrease in well performance and deterioration of well installations

3.1 Decrease in Pump Efficiency

Fig. 2 depicts a situation where the discharge rate decreases and the pumping water level increases, while the static water level in the nearby observation well remains constant. This situation is explained by a decline in the pump efficiency due to, for example, wear of the pump or clogging of the impellers and reduction in diameter of raw water pipes.

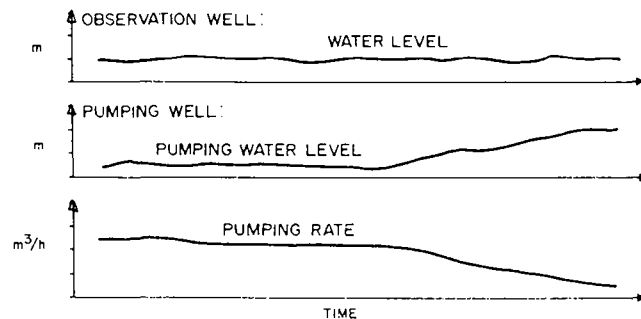


Fig. 2. Decreasing Pump Efficiency

A common cause for decreasing pump efficiency in the Sandakan area, is precipitation of iron and iron bacteria growth on the pump bowl (see Photo 1 and 2).

A complete dismantling and thorough cleaning of the pump (i.e. maintenance) is usually required to regain the efficiency of the pump.

3.2 Decline in Water Level

Fig. 3 depicts a situation in which the pumping rate, the pumping water level and the water level in the surrounding area are continuously declining.

A decrease in well performance in this case is primarily due to withdrawal in excess of the natural rate of aquifer replenishment.

In Sandakan aquifers water levels have declined since 1974 up to 30 meters which is mainly due to continuous increase in withdrawal and probably to mining in certain places.

3.3 Decrease in Well Performance

Fig. 4 depicts the lowering of both the pumping rate and

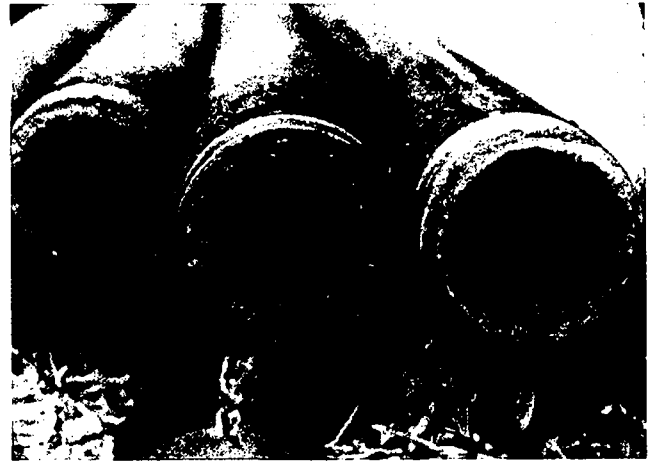


Photo No. 1. Iron bacteria growth inside riser pipes causing reduction in diameter. Well KK No. 37 (P2) Photo by Max Jensen



Photo No. 2. Iron bacteria growth causing clogging of pump intake strainer. Well KK No. 41 (P6) Photo by Max Jensen

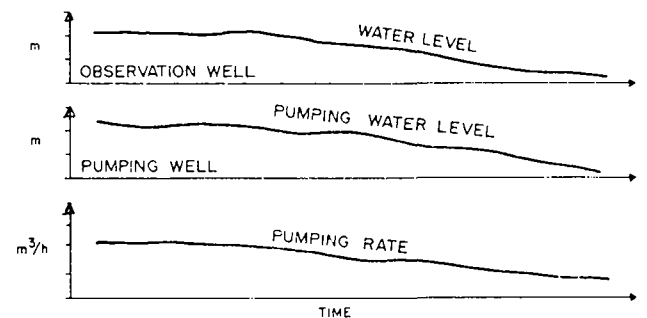


Fig. 3. Decline in Water Level Due to Mining

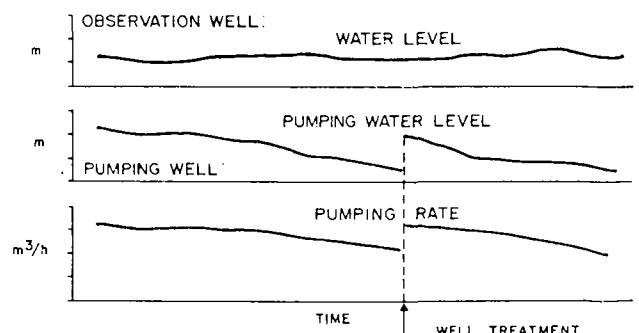


Fig. 4. Decrease in Well Performance

dynamic (pumping) water level in a well while the static water level in the nearby observation well remains unchanged.

This situation occurs when different drawdown components in a well increase which is usually caused by either the clogging of the screen, the gravel pack, and/or the water bearing formation near the well.

The following are different forms of clogging:

- Incrustation from the precipitation of carbonates and sulfates of calcium and magnesium and from the precipitation of iron and manganese which are all due to changes in raw water quality in the vicinity of well bore.
- Clogging due to slime produced by iron bacteria or other slime forming organisms.
- Clogging of the voids inside the gravel pack and/or water bearing formation near the well bore due to the deposition of silt and clay. This is due either to insufficient well development or an erroneous design and placing of the gravel pack around well screen.

Chemical analyses of the raw water and results of the examination of conditions inside the casing and screen in the existing wells in the Sandakan area indicate that decline in well performance, experienced over the past 20 years, is mainly caused by iron precipitates and iron bacteria growth.

3.4 Precipitation of Iron from Groundwater

Iron occurring in groundwater is found in two states of oxidation, divalent (ferrous) and trivalent (ferric) iron. Ferric iron, other than in a complex form, is usually found as a precipitate, while dissolved forms of iron include ferrous ion as Fe^{++} or hydrated ions: $FeOH^{+}$ to $Fe(OH)_3$. The above mentioned dissolved forms of iron usually occur in groundwater which is deprived of oxygen. Sulphate and iron (which are associated with presence of iron pyrite crystals ((metallic sulphide)) in coal seams occurring in many places within the sedimentary rocks in the Sandakan area) are the dominant constituents in groundwater from the Sandakan aquifers. When groundwater is oxidized, the dissolved ferrous iron changes into a ferric state which is not soluble at the prevailing range of pH found in groundwater from this aquifer. Therefore, the iron precipitates as iron oxides and iron hydroxides, commonly known as rust.

Furthermore, it is known that in Sandakan both oxidation and a decrease in the hydrostatic pressure are present, due to drawdowns produced by the continuous increase in withdrawal from the aquifer. Aeration and the drop of pressure inside wells, and to some extent in the aquifer near the well bore, force dissolved iron to precipitate and form incrustations which cause the clogging of the well and the aquifer.

3.5 Biological Growth

Groundwater which contains iron provides a favourable environment for the growth of iron bacteria. These organisms synthesize their energy by consuming certain forms of dissolved iron. In this process insoluble ferric iron is formed, and deposited as a slime on the screen/casing surface or in the voids around the well screen. As the bacteria multiply, the slime which has a jelly-like appearance, increases in thickness and clogs the pores of the water bearing formation and the well screen openings and other well installations.

Areas coated with these growths become anaerobic, creating conditions suitable for the development of sulphate reducing bacteria which initiate and increase the rate of corrosion of well installations.

Normally, without the presence of iron bacteria, the

precipitation of iron takes place at a rate which is proportional to the pumped volume from a well. However, catalyzed by presence of iron bacteria the precipitation of iron takes place at an accelerated rate causing rapid clogging of well installations.

3.6 Corrosion of Well Installations

The groundwater from the Sandakan aquifer is chemically aggressive due to the low pH value (as low as 5) and the presence of free carbon dioxide (up to 55 mg/l). This causes corrosion of the screens, casings, pump installations and riser pipes. The high iron content (up to 15 mg/l) in the groundwater and the presence of iron bacteria increases the rate of chemical corrosion. Also the high sulfate content augments the biological activity which accelerates corrosion.

There is no practical way to stop corrosion once it occurs inside wells. The corrosion of well installations can only be avoided by selecting corrosion resistant materials for the construction of future wells. The degree of corrosion of casing and screen in the existing wells is determined during TV-inspection.

4. Methods of investigation for well rehabilitation

For each well which was examined during this programme a special report has been prepared in which findings, baseline data and recommendations are presented. For investigation of well performance and well installations, the following methods for well examination and testing were applied.

4.1 Examination of Historical Data on Water Level and Discharge

The available records of water level and discharge rate collected by PWD Sandakan from 1969 to 1980 were analyzed to determine the history of the well behaviour.

A typical example of water level and discharge records are shown in Fig. 5.

Based on the results of an analysis of the above data the programme of investigation for each production well was prepared.

4.2 Step-Drawdown Pumping Test

The purpose of a step-drawdown pumping test is to determine the formation loss and well loss components in a well drawdown from which well performance is evaluated.

Well performance is hereby defined as the ratio between a selected discharge rate and drawdown. A well which is designed and constructed properly performs optimally if the discharge/drawdown ratio for a selected discharge rate is not significantly reduced over any period.

4.2.1 Formation Loss

The formation loss component comprises the sum of drawdown increments caused by the following factors:

- a. yielding properties of water bearing strata (permeability, transmissivity, storage);
- b. vertical and horizontal extent of water bearing strata (hydrologic boundaries);
- c. partial penetration of aquifer thickness;
- d. decrease in saturated thickness of water bearing strata;
- e. pumping an aquifer in excess of its rate of replenishment.

The factors mentioned above under a. and b. are

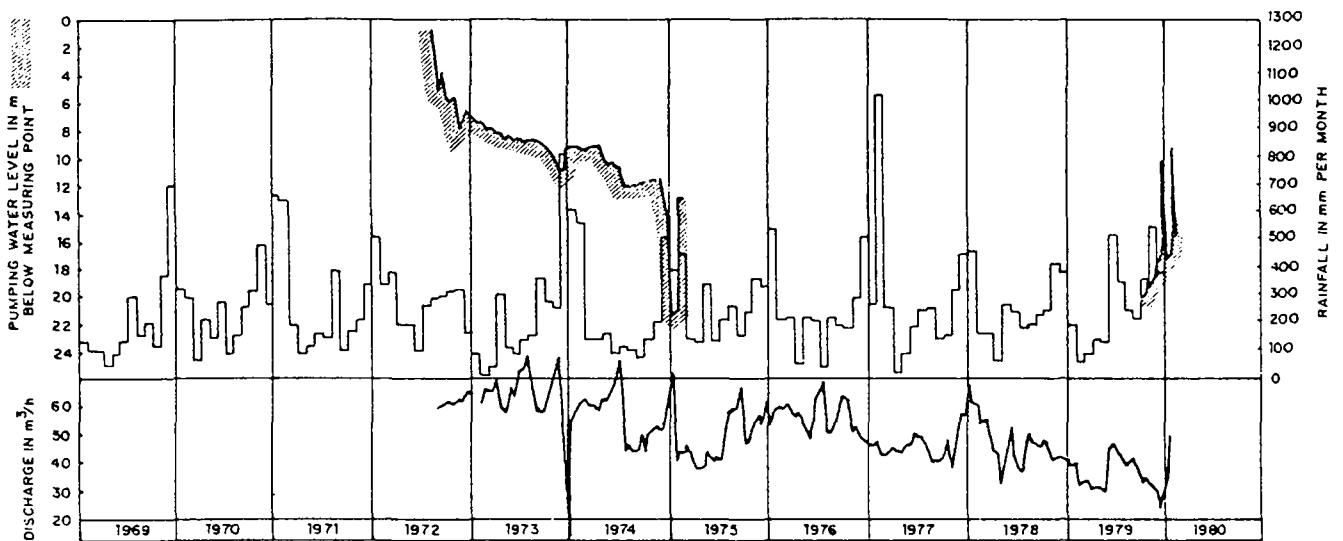


Fig. 5. Water Level, Discharge and Precipitation Records from Well KK No. 40 (P5)

given by nature and cannot be changed. By locating a well such that the yielding properties of the aquifer are high and its extent is great, the drawdown caused by these factors will be kept at minimum.

The influence of factors mentioned under c., d., and e. can be minimized by the proper design of wells and the selection of an optimum withdrawal rate which will not cause a continuous decline of the pumping water level.

4.2.2 Well Loss

The well loss component comprises the sum of drawdown increments caused by the turbulent flow of the water while passing through the gravel pack and screen openings and, loss of head due to friction during the upward movement of water inside the riser pipe. If a well is designed properly and if it is regularly maintained, the well loss component (for a selected discharge rate) in the total drawdown in a well should be kept at minimum and should be constant over a long period.

The following factors, acting either independently or combined cause the turbulent flow conditions in the immediate vicinity of the well screen:

- a. clogging and/or consolidation of the water bearing strata in the immediate vicinity of well caused by improper drilling procedures;
- b. insufficient open area of the screen;
- c. clogging of the screen openings by chemical incrustations and biological growth;
- d. incorrect size and shape of the gravel pack placed around screen;
- e. incorrect gravel packing procedures which cause separation of gravel material around screen into layers of fine and coarse gravel;
- f. clogging of the voids inside the gravel pack by the deposition of fine particles;
- g. clogging of the voids in the gravel pack and the water bearing strata near the well by incrustation and biological growth; and
- h. excessive discharge rate.

The influence of these factors can be minimized by selecting the proper drilling procedures, the proper design of the well screen, the proper well development procedures, the regular maintenance of wells and finally by rehabilitating a well which shows an increase of the well loss component in the total drawdown for a similar discharge rate.

4.2.3 Testing Procedures

It is important to remember that the step-drawdown pumping test should be performed before and after any treatment of a well to determine and evaluate the change in well performance.

The arrangement for performing the step-drawdown pumping test is shown on Fig. 6.

A step-drawdown pumping test is carried out by pumping the well with a stepwise increase of discharge rates for regular time intervals. Usually four steps, each up to ½ hour's duration, are performed with discharge

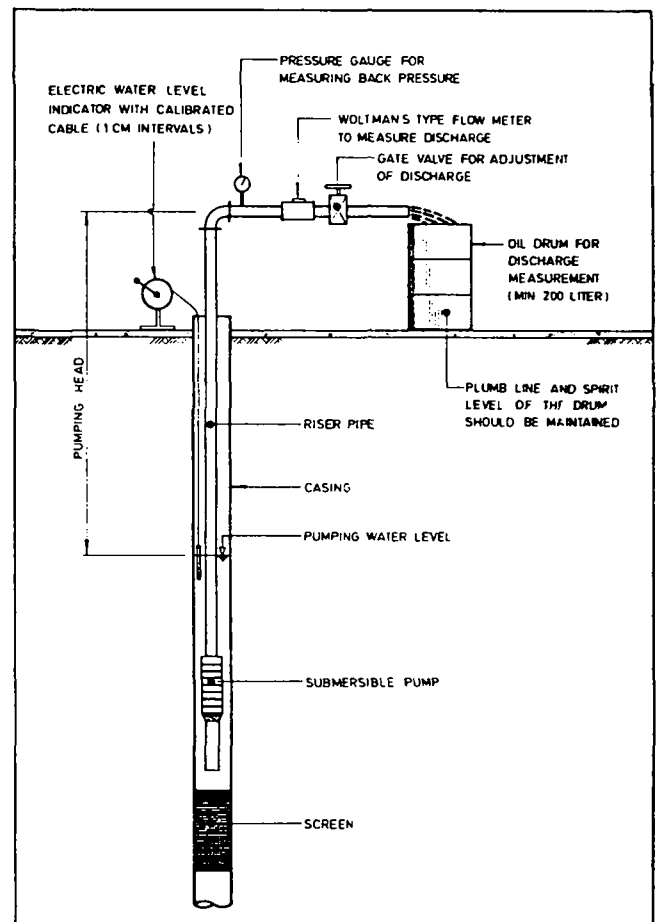


Fig. 6. Step Drawdown Pumping Test Set-up

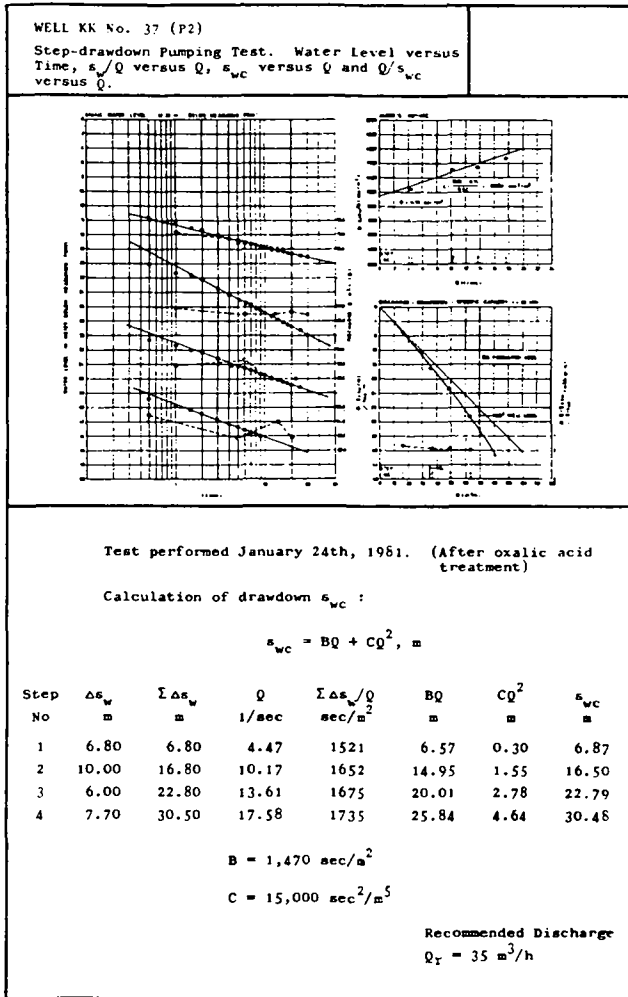


Fig. 7. Step Drawdown Pumping Test Analysis

rates of approximately 25, 50, 75 and 100% of the expected maximum discharge of the installed pump.

The water level should be measured quite frequently at the beginning of each step, with time intervals between the measurements gradually increasing toward the end of each step.

Discharge rate and the pressure at the well head (back pressure) should be also regularly measured.

4.2.3 Analysis of Step-Drawdown Test Data

The step-drawdown pumping test data are analyzed by using Jacob's formula as illustrated in Fig. 7.

$$s_w = BQ + CQ^2, \text{ m}$$

where:

s_w = drawdown in the pumping well in m

Q = discharge rate in m³/s

B = formation loss factor in s/m²

C = well loss factor in s²/m⁵

4.3 TV-Inspection

A TV-inspection of each well was carried out to examine the inside conditions of the screen and casing such as corrosion, clogging of the screen and the presence of obstacles.

The TV logging equipment consists of an underwater camera, 300 m of calibrated cable, a camera control unit, a TV monitor, an information display keyboard and a video tape recorder (Photos 3 and 4).

The camera can be mounted with two view heads:

— a forward viewhead, which gives an axial down through the borehole, casing or screen;

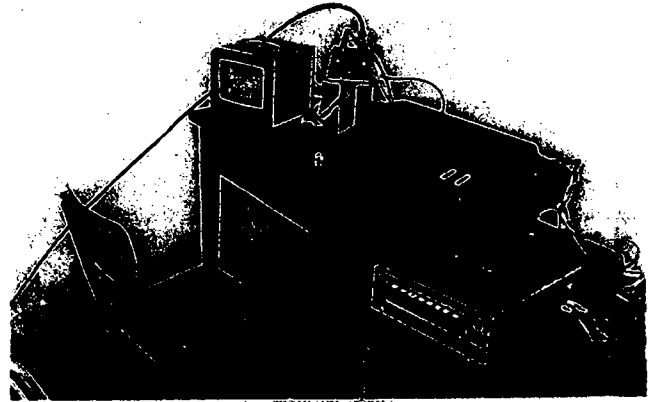


Photo No. 3. TV equipment used for inspection of wells. March 1981. Photo by Hans Guldager



Photo No. 4. Submersible TV-camera provided with forward view head and centralizer. March 1981. Photo by Hans Guldager

— a 90° rotating viewhead, which gives a right angle view of the borehole wall, casing or screen.

During a TV-inspection the TV camera is slowly lowered into the well. Adjustment of the light intensity and focusing to obtain the clearest possible picture on the monitor is carried out from the control unit. All pictures can be recorded by the video tape recorder for later review. By using the information display keyboard additional information regarding the well number, date, location, etc., can be recorded on the tape. The depth at which the camera is located is continuously displayed on the TV monitor.

4.4 Flow-Logging

The flow-logging is the only method available in down hole logging which directly provides numerical data for determination of volume of water entering into a well along the different sections of the well screen.

Normally, the flow logging results would reveal the sections of screen which do not contribute expected volume of water to the total discharge of the well. Such sections could be then examined by TV camera to find out whether or not the screen is free of clogging and incrustations. If there are no incrustations then it could be assumed that a low contribution to well discharge along such an interval is due to the intrinsically low permeability of permeable strata surrounding this well screen section.

In Sandakan, opposite to the expectations, the flow logging data did not provide for meaningful interpretation of the vertical distribution of the inflow of water into well due to malfunctioning of the flow meter. This was found to be due to rapid clogging of the impeller axis by iron bacteria which were attracted to the flow meter by the magnetic properties of the metal parts.

Several attempts were made by frequent cleaning and demagnetizing to get the flow meter to function properly but all without success. Consequently, this otherwise reliable method of investigation was abandoned in the early stages of the project.

5. Rehabilitation of well field

5.1 Treatment with Acids

To restore the yield of wells, in which incrustation due to changes in chemical composition of raw water occurs, treatment with some kind of acid is usually necessary. By introducing acid into a well the pH value of the groundwater is lowered and the incrustations dissolved.

Acids such as Hydrochloric Acid (HCL), Sulfamic Acid (NH_3SO_3) and Oxalic Acid ($\text{C}_2\text{O}_4\text{H}_2 - 2\text{H}_2\text{O}$) are often used for treatment of wells. The first two mentioned acids are particularly suitable to dissolve hard incrustations of calcium and magnesium carbonates. However, to dissolve iron precipitates the weaker acid is more effective. This can be seen by the way it interacts with iron compounds. The dissolving of iron precipitates does not only take place due to the lowering of the pH value. The conjugate base part of the oxalic acid reacts with iron to form a complex which eventually forces more of the iron precipitate to dissolve.

The oxalic acid is available in granular form and is easy to handle. Furthermore, as a weak acid it is particularly suitable because it does not cause extensive corrosion of the well installations.

The experience has shown that an acid concentration of 1.5-2.0% by weight should be used for well treatment. In calculating acid concentration the water stored inside the well should be taken into account. To achieve effective treatment the acid should stay in the well for 12-24 hours and so be able to react with the incrustations.

The frequency of acid treatment depends on the rate of incrustations and degree of the iron bacteria growth inside a particular well. This is determined from an analysis of the historical data on the discharge rate and the water level plus a TV-inspection of the screen and casing.

5.2 Procedure to Perform Treatment with Oxalic Acid

Each step of the treatment procedure is described below:

- The pH value of the pumped groundwater from a particular well is measured by using Litmus-paper and noted;
- The pump is removed from the well;
- The well is brushed using a steel brush to remove loose deposits on the screen and casing wall;
- The oxalic acid in a granular form is dissolved in water stored in 215 l clean oil drums. In each drum ½ bag (12.5 kg) of oxalic acid is dissolved;
- This solution is pumped into the well starting from the well bottom by using a 3/4 inch hose marked for each meter. While emptying one drum the hose is gradually lifted from the well bottom to the top of the upper screen. The length of lifting and concentration of acid depends on well diameter (15 m for 8 inch well, 10 m for 10 inch well, etc; concentrations 1.79% and 1.76% respectively).
- The acid solution is left in the well for a period of approximately 12-24 hours.
- The pump is reinstalled into the well.
- The well is pumped until the pH-value is the same as before the application of acid solution and the water is completely clear.

6. Observations noted during operation and maintenance programme in Sandakan

6.1 Incrustations from Iron Precipitates and Iron Bacteria Growth

From the TV inspection much valuable information regarding iron incrustations and iron bacteria growth in wells in the Sandakan area has been obtained.

The iron bacteria growth are found to have a cotton like appearance. When it is touched by the TV-camera or a steel brush it is immediately breaking up into flocks which are suspended in the water for a long time (see Photo 5). In a number of wells it was observed that the presence of thick layers of iron bacteria growth did not prevent the well from having high performance. In such wells the screened intervals are found to have a strong inflow of water which continuously carries away the slime, keeping this part of the screen clean and ensuring a high well performance. However, the pump and riser pipe in such a well will quickly be clogged by the loosened iron bacteria growth.

TV-inspection indicated that there is no correlation between the degree of iron bacteria growth in wells and the screen and casing material used in well construction.

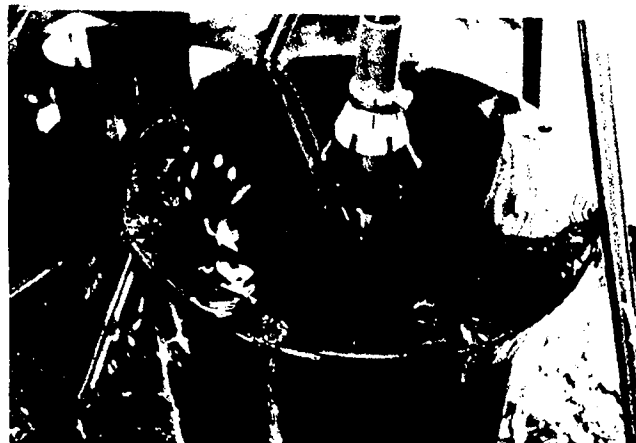


Photo No. 5. Well KK No. 62 (65/2A). March, 1981. Flocks of soft iron bacteria growth, loosened by the camera centralizer, and carried to the surface by the artesian flow. Photo by H. Guldager

6.2 Corrosion of Lining

A quite advanced stage of well screen corrosion is observed in the wells drilled in 1964 and 1965. The screen in these wells are Rilsan coated bridge slot perforated pipes. The parts of the screen most corroded are typically those close to the pipe joints (see Photos 6 and 7).

In wells where stainless steel screens have been installed less than 2 years ago, there is no sign of corrosion. No deterioration of screen and casing in older wells which are constructed by using glass fibre reinforced PVC lining is observed.



Photo No. 6. 90° rotate view head picture from TV-recording.
Well KK No. 13 (65/3).
53.4 m.b.g. Nov. 26th, 1980.

In the lower part of the picture sandstone formation could be seen where screen is missing. Photo by H. Guldager.

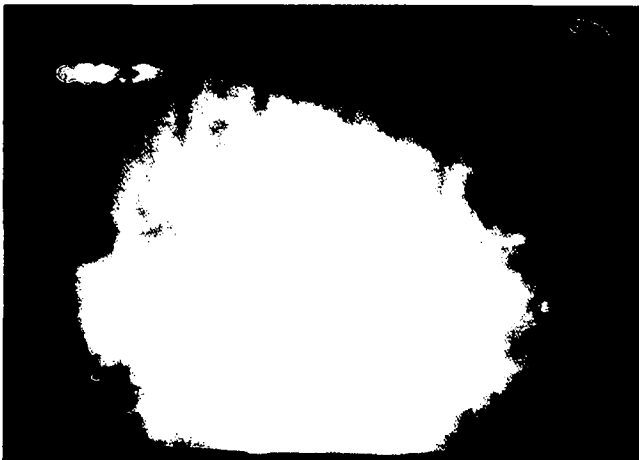


Photo No. 7. 90° rotate view head picture from TV-recording.
Well KK No. 9 (64/2).
59.7 m.b.g., Nov. 14th, 1980.

Corroded well screen near pipe joint. Photo by H. Guldager

6.3 Change in Well Performance after Oxalic Acid Treatment

A total of 14 wells have been treated with oxalic acid. In 2 wells the treatment did not produce an increase in yield, due to a complicated flow pattern inside the well and artesian well, which flushed the acid away before it had time to react with the iron precipitates. In the other 12 wells, the treatment produced an improvement in well performance with the exception of one well.

Discharge data prior to and after well examination are shown in graph Fig. 8, from which it could be seen that the total withdrawal increased after well examination from 582 m³/h to 737 m³/h or by 27%. The increase is

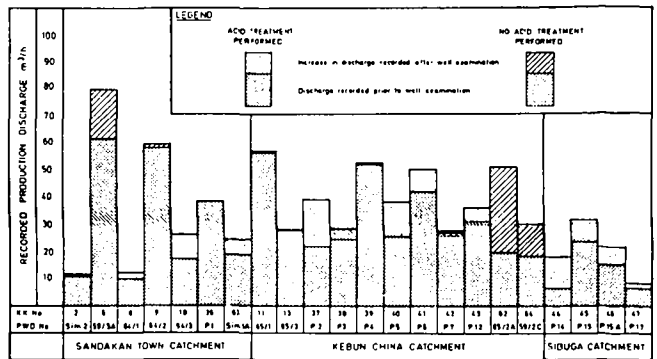


Fig. 8. Graph showing recorded production discharge prior to the right after well examination.

due to both treatment with oxalic acid and cleaning or changing of the poorly performing pumps.

To illustrate changes in well performance the specific capacities before and after treatment with oxalic acid are plotted against the transmissivity value for each well and shown in Fig. 9. It should be mentioned here that for the calculation of specific capacity the same discharge rate before and after treatment is used.

It can be seen from this graph that in the majority of wells an increase in specific capacity from 30 to 35% is obtained, however, some wells show an increase from 60 to 205%.

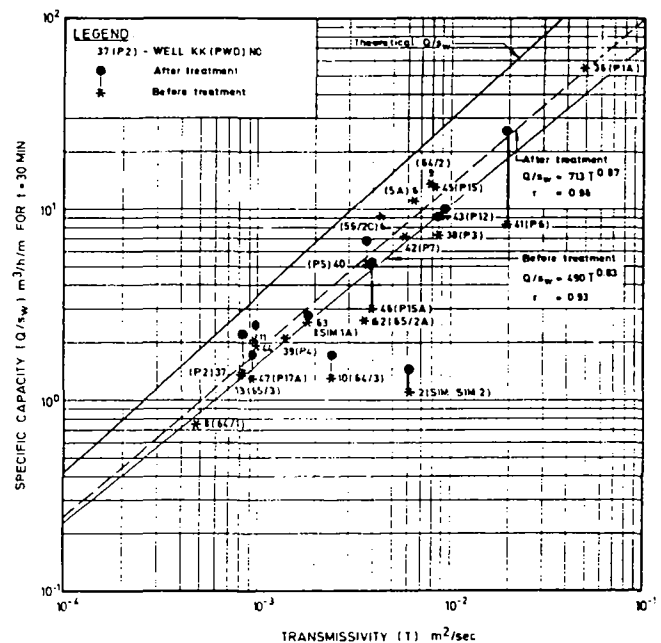


Fig. 9. Specific capacity versus transmissivity.

The well performance is judged by the position of the well point in relation to the theoretical line. Consequently, the wells which plot closer to the theoretical line are considered to have a better performance. The difference between the regression lines before and after treatment indicates general increase in specific capacity from 4% to 10% which for a fixed drawdown means an average increase in the discharge rate of about 43 m³/h. This is equal to the production discharge from at least one more new well, costing approximately M\$300,000 at 1981 prices. Hence, the value of regular maintenance programme of production wells is economically more than justified. As shown in Fig. 9 the sum of increase in production rate for all wells shows an even better result.

7. Recommendations for future operation and maintenance of production wells in Sandakan

7.1 Operation of Production Wells

Pump type, diameter of riser pipes, pump setting, recommended future discharge and the lowest permissible future pumping water level are all indicated as shown in example Fig. 10.

The calculation of the recommended future discharge or long term yield is based on the step-drawdown test results, which gives the *characteristic drawdowns* after a short time of pumping, extrapolation of historical discharge and water level data and the lowest permissible pumping water level in a well.

The capacity of the pumps are determined from the pressure conditions which will prevail in the rising mains under normal operational conditions in the transmission system.

The reason for indicating the lowest permissible pumping water level is to prevent a deterioration of both the well and aquifer performance which would occur if the water level fell below the top of the screen or below sections of the screen which are contributing an appreciable volume of water. Should monitoring of the water level in the future indicate that this may happen the valve on the rising main should be throttled, or a pump of a smaller capacity should be installed into such a well.

7.2 Maintenance of Production Wells and Pump Installations

To ensure an optimum performance of the pumps and production wells a schedule for the regular maintenance check-ups of the pumps and frequency of treatment of wells with oxalic acid is recommended, as indicated in the example Fig. 11.

The total yearly amount of oxalic acid required for treatment of production wells is estimated at approximately 1300 kg.

7.3 Monitoring of Discharge and Water Level

As described previously, the analysis of past records of water level and discharge rates provided a valuable information for the Operation and Maintenance Programme in Sandakan because it was possible to note the changes in both discharge rate and water level over a long period.

To observe future changes in well performance it was

recommended to continue with monthly measurements of discharge rates and pumping water level which should be regularly plotted on a graph.

Daily recording of the pump performance presently carried out by the pump operators should also be continued in the future.

References:

1. PWD, 1980: Public Works Department, Hydraulic Branch, Sabah Malaysia. Feasibility Study, Final Report Sandakan Water Supply Extension Scheme, June 1980. Kampsax-Kruger, Denmark, in association with Sepakat Setia Perunding Sdn, Bhd., Malaysia.
2. Andersen, L. J. and Z. Haman, 1970. Nye Metoder for Prøvepumpning af Boringer og Grundvands-reservoirer (New Methods for Pumping Tests of Well and Groundwater Reservoirs). The Geological Survey of Denmark, III Series No. 38, Copenhagen.
3. Degremont, 1979. Water Treatment Handbook. Halsted Press, John Wiley & Sons, 1979, New York.
4. Hallberg, Rolf O., Christer Nalser. Oxalic Acid Treatment of Clogged Groundwater Wells.
5. Hem. H. D., 1970. Study and Interpretation of the Chemical Characteristics of Natural Water, Geological Survey and Water Supply Paper, 1973, Washington.
6. Jacob, C. E., 1946. Drawdown Test to Determine Effective Radius of Artesian Well. Proc. Am. Soc. Civil Engineers V72 (5), 1946, New York.
7. Joint Discussion, Annual Conference, San Diego, 1969. The Finding, Care and Operation of Wells. Journal American Water Works Association, Vol 62, No. 7, July, 1970.
8. Johnson, E. E. Inc., 1976. Groundwater and Wells. Johnson Division, Universal Oil Products Company, 3rd Printing, St. Paul, Minnesota.
9. Walton, W. C., 1970. Groundwater Resources Evaluation, McGraw Hill, New York.

Well No. KK	Well No. PWD	Pump HP	RECOMMENDED FUTURE PUMPING CONDITIONS				
			Riser Pipe Diameter Inches	Pump Setting m.b.g.	Expected Pumping W.L. m.b.g.	Lowest Permissible Pumping W.L. m.b.g.	Expected Discharge m ³ /h
2	Sim 2	7.5	3	17	15	15	10
6	59/5A	—	6	—	40	—	100

Fig. 10. Recommended Future Pumping Condition (Abbreviated)

WELL NO. KK	WELL NO. PWD	INTERVAL BETWEEN PUMP CHECK-UPS	INTERVAL BETWEEN OXALIC ACID TREATMENTS	APPLICATION OF ACID		AMOUNT OF OXALIC ACID kg	NO. OF DRUMS ACID SOLUTION	REMARKS
				From m.b.g.	To m.b.g.			
2	Sim 2	1 year	2 years	Bottom	10	12.5	1	
6	59/5A	3 months	2 years	—	—	—	—	To be redrilled

Fig. 11. Recommendations for Maintenance of Pump Installations and Wells (Abbreviated)

1. Introduction

Une fois mis en service, un puits bien construit et bien aménagé peut avoir une durée de fonctionnement de 15 à 30 ans avec un minimum d'entretien. Cependant, si le puits n'est pas bien construit ou bien aménagé, et s'il n'est pas utilisé au mieux, ou encore si la qualité chimique de l'eau souterraine est telle qu'elle est source de corrosion, d'incrustations et de colmatage de la grille, du tabage et du matériel de pompage, un entretien et/ou une rénovation périodique du puits sera nécessaire.

Cet article se propose d'examiner les différents facteurs diminuant la performance du puits, d'esquisser les méthodes utilisées pour en évaluer les résultats et d'illustrer certains procédés de rénovation des puits se fondant sur un dossier provenant du programme de rénovation des puits réalisés à Sandakan, Etat de Sabah, Malaysia.

L'auteur tient à remercier le Service des Travaux Publics de l'Etat de Sabah qui lui a aimablement permis d'utiliser les données du programme de rénovation.

2. Caractéristiques du réservoir d'eau souterraine de Sandakan

Le réservoir d'eau souterraine de la région étudiée (Fig. 1) (Page 1) est composé de grès consolidé, de 'mudstone' et de schiste en couches faisant partie de la Formation de Sandakan.

La couche aquifère de grès est du type artésien à fuites avec une couche aquifère peu profonde comme lit de source au-dessus de la couche aquifère principale. Dans la Fig. 1 on voit que plusieurs systèmes de couches aquifères en grès sont séparées l'une de l'autre.

La transmissivité est généralement inférieure à 0,004 m²/s montrant que les qualités de débit de la couche aquifère en grès sont pauvres ou moyennes. Les débits de puits, provenant des puits existants, vont de 10 à 60 m³/h. Des débits plus élevés sont généralement obtenus avec des puits situés à proximité de failles. 24 puits de production sont en service distribués sur des bassins hydrographiques différents. Environ 6 millions m³/an d'eau souterraine furent soutirés en 1979/80 (16.500 m³/jour environ).

La recharge, pour toutes les couches aquifères est d'environ 14,3 millions m³/an (39.000 m³/jour environ). La recharge récupérable est d'environ 11 millions m³/an (30.000 m³/jour environ).

L'eau souterraine est douce, avec un taux élevé de fer (atteignant 15 mg Fe/l); elle est chimiquement agressive. Il est nécessaire de traiter l'eau pour éliminer le fer et la neutraliser.

Trois puits de production se sont effondrés à cause de la corrosion des grilles et de nombreux autres puits témoignent d'une décharge en baisse continue.

Afin d'empêcher des pertes supplémentaires du taux de production, un programme fut mis en oeuvre et maintenu ayant les buts suivants:

- étudier le rendement et les conditions de fonctionnement des puits existants, et
- introduire les procédés de rénovation et d'entretien qui assurent un taux de décharge stable des puits de production.

Le programme fut exécuté en 1981 pendant une période de 6 mois au cours de laquelle 22 puits en fonctionnement furent étudiés.

3. Facteurs donnant lieu à une baisse du rendement des puits et à la détérioration des installations

3.1 Diminution de l'efficacité de la pompe

La Fig. 2 (Page 2) montre une situation où le taux de décharge baisse et le niveau de pompage de l'eau monte, alors que le niveau d'eau statique dans le puits d'observation situé à proximité reste constant. Cette situation s'explique par une diminution de l'efficacité de la pompe résultant, par exemple, de l'usure, ou du colmatage des roues à ailettes, et à la réduction du diamètre des tuyaux d'eau brute.

Une des raisons fréquentes pour la diminution de l'efficacité de la pompe dans la zone de Sandakan demeure la précipitation de fer et les croissances bactériennes du fer sur la cuve de la pompe (voir photos 1 et 2).

Un démontage complet et un nettoyage total de la pompe est normalement nécessaire pour sa remise en état.

3.2 Baisse du niveau de l'eau

La Fig. 3 (Page 2) montre une situation où le débit de pompage, le niveau de l'eau de pompage et le niveau de l'eau dans la zone environnante sont en baisse continue.

En pareil cas, une baisse du rendement du puits est due en premier lieu à une extraction excessive par débit naturel de remplissage de la couche aquifère.

Dans les couches aquifères de Sandakan, les niveaux d'eau sont en baisse depuis 1974, la baisse atteignant parfois 30 mètres; ceci provient principalement d'une extraction en augmentation continue, et, probablement, d'exploitations minières proches.

3.3 Diminution de la performance du puits

La Fig. 4 (Page 2) montre à la fois la baisse du débit de pompage et celle du niveau dynamique d'eau (de pompage) dans un puits tandis que le niveau d'eau statique dans le puits d'observation, à proximité, demeure inchangé.

Cette situation a lieu lorsque des composantes différentes de dépression dans un puits augmentent; ceci provient généralement, du colmatage de la grille, du massif filtrant, et/ou de la formation aquifère proche du puits.

Le colmatage peut prendre les formes suivantes:

- Incrustation due à la précipitation de carbonates et de sulfates de calcium et de magnésium et à la précipitation de fer et de manganèse, due à des changements dans la qualité de l'eau brute à proximité du forage du puits.
- Colmatage dû à la boue provenant des bactéries du fer et d'autres organismes formateurs de boue.
- Colmatage des vides à l'intérieur du massif filtrant et/ou de la formation aquifère à proximité du forage du puits dû au dépôt de limon ou d'argile. Ceci provient soit d'un aménagement insuffisant du puits soit d'une conception et d'un placement erroné du massif filtrant autour de la grille du puits.

Les analyses chimiques de l'eau brute et les résultats d'un examen des conditions à l'intérieur du tubage et de la grille dans les puits existants de la région de Sandakan montrent que la diminution du rendement des puits lors de ces 20 dernières années est due

principalement aux précipités de fer et à la croissance des bactéries de fer.

3.4 Précipitation du fer de l'eau souterraine

Le fer qui se trouve dans l'eau souterraine a deux états d'oxydation, fer bivalent (ferreux) et trivalent (ferrique). Le fer ferrique, quand il ne se trouve pas sous forme complexe, existe normalement à l'état de précipité, alors que les formes de fer à l'état dissous comprennent des ions ferreux tels que Fe^{++} ou des ions hydratés: $FeOH^+$ à $Fe(OH)_3$.

Les formes dissoutes du fer mentionnées ci-dessus se trouvent habituellement dans l'eau souterraine privée d'oxygène. Le sulfate et le fer (qui sont associés à la présence de cristaux de sulfure de fer (sulfure métallique) dans des gisements de charbon se trouvent en de nombreux endroits à l'intérieur des roches sédimentaires dans la région de Sandakan) et sont les composants principaux de l'eau souterraine provenant des couches aquifères de Sandakan. Lorsque l'eau souterraine est oxydée, le fer ferreux dissous passe à l'état ferrique, non soluble pour la gamme de pH de l'eau souterraine de cette couche aquifère. De ce fait, le fer est précipité sous forme d'oxydes de fer et d'hydroxydes de fer, (rouille).

En outre, à Sandakan, l'oxydation et une diminution de la pression hydrostatique se produisent tous deux, à cause des dépressions produites par l'augmentation continue de l'extraction de l'eau de l'aquifère. L'aération et la chute de pression à l'intérieur des puits, et en partie dans la couche aquifère à proximité du forage du puits, font précipiter le fer dissous et forment des incrustations qui donnent lieu au colmatage du puits et de la couche aquifère.

3.5 Croissances biologiques

L'eau souterraine contenant du fer offre un environnement favorable à la croissance des bactéries de fer. Ces organismes synthétisent leur énergie en consommant certaines formes de fer dissous. Dans ce procédé, le fer ferrique insoluble est formé et déposé comme boue sur la surface des grilles et tubes ou dans les interstices autour de la grille du puits.

Avec la multiplication des bactéries, la boue qui a une apparence de gelée devient plus épaisse et colmate les pores de la formation aquifère, les ouvertures de la grille et les autres installations du puits.

Les zones recouvertes par ces développements deviennent anaérobies, créant des conditions d'un développement de bactéries réductrices de sulfate qui déclenchent et augmentent le taux de corrosion des installations du puits.

Normalement, lorsque les bactéries de fer ne sont pas présentes, la précipitation du fer se fait à une vitesse proportionnelle au volume pompé du puits. Catalysé cependant par la présence des bactéries de fer, la précipitation du fer se fait à vitesse accélérée, donnant lieu au colmatage rapide des installations du puits.

3.6 Corrosion des installations des puits

L'eau souterraine de la couche aquifère de Sandakan est chimiquement agressive à cause de sa faible valeur de pH (descendant jusqu'à 5) et de la présence de gaz carbonique libre (jusqu'à 55 mg/l). Ceci donne lieu à la corrosion des grilles, tubages, installations de pompes et tuyaux de montée. Le taux de fer élevé (jusqu'à 15 mg/l) dans l'eau souterraine et la présence de bactéries de fer augmente la vitesse de corrosion chimique. Le taux élevé de sulfate augmente également l'activité biologique qui accélère la corrosion.

Il n'existe aucun moyen pratique d'empêcher la corrosion une fois qu'elle est présente à l'intérieur des

puits. Seul le choix de matériaux résistants à la corrosion pour la construction des puits à l'avenir peut éviter la corrosion des installations de puits. Le degré de corrosion de la grille et du tubage dans les puits existants est déterminé lors d'une inspection-télévision.

4. Méthodes d'examen pour la rénovation des puits

Pour chaque puits examiné au cours de ce programme, un rapport spécial a été préparé dans lequel furent présentés les résultats des recherches, les données de base et les recommandations. Pour examiner la performance des puits et des installations de puits, les méthodes d'examen et d'essais suivantes furent appliquées.

4.1 Examen des données historiques concernant le niveau d'eau et le débit

Les archives disponibles sur le niveau, d'eau et le débit, réunies par le Service des Travaux Publics de Sandakan de 1969 à 1980 furent analysées pour déterminer l'historique du comportement des puits.

Un exemple typique des archives sur le niveau d'eau et le débit est donné Fig. 5 (Page 4).

Le programme d'étude, pour chaque puits en production, fut préparé à partir des résultats d'une analyse des données ci-dessus.

4.2 Essai de pompage par dépression progressive

L'objectif d'un essai de pompage par dépression progressive est de découvrir les composantes de perte de la formation et de perte du puits dans une dépression de puits, et d'évaluer le rendement du puits.

Le rendement d'un puits est ici défini comme étant le rapport entre un débit choisi et la dépression. Un puits conçu et construit comme il faut fonctionne de manière optimale si le rapport débit/dépression pour un niveau de débit choisi n'est pas réduit de façon significative au cours d'une période donnée.

4.2.1 Perte de la formation

La composante perte de la formation comprend la somme des accroissements de dépression dus aux facteurs suivants:

- caractéristiques de rendement des couches aquifères (perméabilité, transmissivité, stockage);
- étendue verticale et horizontale des couches aquifères (frontières hydrologiques);
- pénétration partielle de l'épaisseur de la couche aquifère;
- diminution de l'épaisseur saturée des couches aquifères;
- pompage d'une couche aquifère au-delà de son débit de remplissage.

Les facteurs mentionnés ci-dessus sous a. et b. sont donnés par la nature et ne peuvent être changés. En plaçant un puits de manière à ce que les propriétés de rendement de la couche aquifère soient élevées et son étendue importante, il est possible de réduire au minimum la dépression due à ces facteurs.

Il est possible de minimiser l'influence des facteurs mentionnés sous c., d. et e. avec une bonne conception des puits et en choisissant un débit d'extraction optimum qui ne donnera pas lieu à une réduction continue du niveau de pompage de l'eau.

4.2.2 Perte du puits

La composante de perte du puits comprend la somme des accroissements de dépression dus à l'écoulement turbulent de l'eau lors de son passage par le massif filtrant et par les ouvertures de la grille, et à la perte de charge due à la friction pendant le mouvement ascendant de l'eau à l'intérieur du tuyau de montée. Si un puits est bien conçu et s'il est bien entretenu régulièrement, la composante de perte du puits (pour un débit de décharge choisi) dans la dépression totale d'un puits devrait être réduite au minimum et devrait être constante sur une longue période.

Les facteurs suivants, agissant séparément ou bien ensemble, sont la cause de turbulences de l'écoulement dans le voisinage immédiat de la grille du puits:

- colmatage et/ou consolidation des couches aquifères dans le voisinage immédiat du puits à la suite de procédés de forage impropres;
- surface ouverte de la grille insuffisante;
- colmatage des ouvertures de la grille par incrustations chimiques et par croissances biologiques;
- taille et forme inexactes du massif filtrant placé autour de la grille;
- procédés incorrects pour le tassement du gravier qui amène la séparation du gravier autour de la grille en couches de gravier fin et de gravier grossier;
- colmatage des vides à l'intérieur du massif filtrant par le dépôt de particules fines;
- colmatage des vides dans le massif filtrant et dans la couche aquifère à proximité du puits par incrustation et par croissances biologiques; et
- débit de décharge excessif.

L'influence de ces facteurs peut être minimisée en choisissant les procédés de forage qui conviennent, la bonne conception pour la grille du puits, les procédés d'aménagement du puits qui conviennent, l'entretien régulier des puits et finalement, la rénovation d'un puits qui témoigne d'une augmentation de la composante perte du puits dans la dépression totale pour une vitesse de débit semblable.

4.2.3 Procédés pour les essais

Il est important de se rappeler que l'essai de pompage de dépression par étapes doit être effectué avant et après tout traitement d'un puits pour mesurer et évaluer le changement dans la performance du puits.

La disposition pour effectuer l'essai de pompage de dépression par étapes est donnée Fig. 6 (Page 4).

Un essai de pompage à dépression par étapes est exécuté en pompant le puits avec une augmentation par étapes des débits de décharge pour des intervalles de temps réguliers. Quatre étapes normalement sont effectuées, chacune durant ½ heure, avec des débits d'environ 25, 50, 75 et 100% du débit maximum prévu pour la pompe installée.

Au début de chaque étape, le niveau de l'eau doit être mesuré assez fréquemment, en augmentant progressivement les intervalles de temps entre les mesures vers la fin de chaque étape.

Le débit de décharge et la pression à la tête du puits (contre-pression) doivent également être mesurés régulièrement.

4.2.4 Analyse des données de l'essai de dépression progressive

Les données de l'essai de pompage de dépression progressive sont analysées utilisant la formule de Jacob comme il est montré ci-dessous sur la Fig. 7 (Page 5).

$$s_w = BQ + CQ^2, m$$

où:

- s_w = dépression dans le puits de pompage en m
 Q = débit en m³/s
 B = facteur de perte de la formation en s/m²
 C = facteur de perte du puits en s²/m⁵

4.3 Télé-inspection

Une télé-inspection de chaque puits fut exécutée pour examiner les conditions intérieures de la grille et du tubage, telles que la corrosion, le colmatage de la grille et la présence d'obstacles.

Le matériel d'enregistrement par télévision est composé d'une caméra étanche, de 300 m de câble calibré, d'un module de contrôle de la caméra, d'un écran de contrôle, d'un tableau d'affichage de l'information et d'un magnétoscope (photos 3 et 4).

La caméra peut être montée avec deux têtes visionneuses:

- une tête visionneuse à l'avant, qui donne une vue axiale le long du trou de forage, tubage ou grille;
- une tête visionneuse avec rotation de 90°, donnant une vue à angle droit de la paroi du trou de forage, tubage ou grille.

Pendant la télé-inspection la caméra de télévision est descendue lentement dans le puits. L'intensité de l'éclairage et la mise au point pour obtenir l'image la plus claire possible sur l'écran de contrôle sont ajustées au moyen du module de contrôle. Toutes les images peuvent être enregistrées par le magnétoscope pour être revues plus tard. En utilisant le tableau d'affichage de l'information, il est possible d'enregistrer des informations supplémentaires concernant le numéro du puits, la date, l'emplacement etc. La profondeur à laquelle se trouve la caméra est affichée en permanence sur l'écran de contrôle.

4.4 Enregistrement du débit

L'enregistrement du débit est la seule méthode disponible qui offre directement des données numériques pour mesurer le volume d'eau entrant dans le puits selon les différentes sections de la grille du puits.

Normalement, les résultats d'enregistrement du débit montreraient les sections de la grille qui modifient le débit réel par rapport au volume d'eau prévu. De telles sections peuvent alors être examinées par la caméra de télévision pour voir si la grille est ou n'est colmatée et avec des incrustations. Si des incrustations ne sont pas présentes, on peut alors supposer que la faible contribution au débit du puits sur un tel intervalle est due à la perméabilité intrinsèquement faible de la couche perméable entourant cette section de la grille du puits.

A Sandakan, contrairement aux prévisions, les données sur l'enregistrement du débit n'ont pas permis une interprétation valable de la distribution verticale de l'apport d'eau dans les puits à la suite du dérèglement du débitmètre. Ceci était dû au colmatage rapide de l'axe de la roue à ailettes par des bactéries de fer attirées au débitmètre par les propriétés magnétiques des parties métalliques.

De nombreuses tentatives furent faites en nettoyant et en démagnétisant fréquemment afin que le débitmètre fonctionne correctement mais toujours en vain. Par conséquent, cette méthode, fiable par ailleurs pour faire des recherches, fut abandonnée dans les premières étapes du projet.

5. Rénovation du champ des puits

5.1 Traitement acide

Pour renouveler le rendement des puits, dans lesquels se trouvent des incrustations dues au changement de la composition chimique de l'eau brute, il est normalement nécessaire de faire un traitement acide. En introduisant l'acide dans le puits, la valeur pH de l'eau souterraine est réduite et les incrustations dissoutes.

Des acides tels que l'acide hydrochlorique (HCl), l'acide sulfamique (NH_2SO_3), l'acide oxalique ($\text{C}_2\text{O}_4\text{H}_2 \cdot 2\text{H}_2\text{O}$), sont souvent utilisés pour le traitement des puits. Les deux premiers acides mentionnés sont particulièrement aptes à dissoudre les dures incrustations de carbonates de calcium ou de magnésium. L'acide oxalique, plus faible, convient cependant mieux pour dissoudre les précipités de fer. Ceci est visible d'après sa manière de réagir avec les composés de fer. La dissolution des précipités de fer n'est pas due seulement à une diminution de la valeur pH. La partie base conjuguée de l'acide oxalique réagit avec le fer pour former un complexe qui oblige à la longue le précipité de fer à se dissoudre encore plus.

L'acide oxalique est disponible sous forme de granules et il est facile à manipuler. En tant qu'acide faible, il convient particulièrement, car il ne produit pas de corrosion étendue des installations de puits.

L'expérience a démontré qu'une concentration d'acide de 1,5 à 2,0% par poids doit être utilisée pour le traitement des puits. Pour le calcul de la concentration d'acide, il faut tenir compte de l'eau emmagasinée à l'intérieur du puits. Pour obtenir un traitement efficace, l'acide doit rester dans le puits de 12 à 24 heures afin de pouvoir réagir sur les incrustations.

La fréquence des traitements à l'acide dépend de la vitesse de formation des incrustations et de l'étendue des croissances de bactéries de fer à l'intérieur d'un puits donné. Ceci est établi en analysant les données historiques sur le débit et sur le niveau d'eau, plus une télé-inspection de la grille et du tubage.

5.2 Procédure pour effectuer le traitement à l'acide oxalique

Chaque étape de la procédure du traitement est décrite ci-dessous:

- la valeur pH de l'eau souterraine pompée d'un puits donné est mesurée avec un papier tournesol et notée;
- la pompe est enlevée du puits;
- le puits est brossé avec une brosse de fer pour enlever les dépôts les moins stables de la grille et de la paroi du tubage;
- l'acide oxalique sous forme granulaire est dissous dans de l'eau emmagasinée dans des barils de pétrole de 215l. Dans chaque baril ½ sac (12,5kg) d'acide oxalique est dissous;
- cette solution est pompée dans le puits en commençant au fond du puits, utilisant un tuyau flexible de 1,9 cm (0.75") avec des marques inscrites pour chaque mètre. Tout en vidant un baril, le tuyau flexible est progressivement remonté du fond du puits jusqu'en haut de la grille supérieure. La longueur de levage et la concentration de l'acide dépendent du diamètre du puits (15 m pour un puits de 20 cm (8"), 10 m pour un puits de 25 cm (10"), etc; concentrations 1,79% et 1,76% respectivement).
- la solution d'acide est laissée dans le puits pour une période de 12 à 24 heures environ.
- la pompe est réinstallée dans le puits.
- le puits est pompé jusqu'à ce que la valeur pH soit la

même qu'avant l'application de la solution d'acide et que l'eau soit complètement transparente.

6. Remarques faites lors du programme de fonctionnement et d'entretien à Sandakan

6.1 Incrustations provenant de précipités de fer et de croissances de bactéries de fer

L'inspection-T.V. a fourni beaucoup d'informations précieuses concernant les incrustations et les croissances de bactéries de fer dans les puits de la région de Sandakan.

Les croissances de bactéries de fer ressemblent à du coton. Lorsque la caméra de télévision ou une brosse en acier les touchent, ils se divisent immédiatement en flocs qui demeurent longtemps suspendus dans l'eau (voir photo 5). Dans de nombreux puits, il fut remarqué que la présence de couches épaisses de croissances de bactéries de fer n'empêchait pas le puits d'avoir une performance élevée. Dans de tels puits, il fut trouvé qu'un fort apport d'eau dans les intervalles des grilles enlevait la boue en permanence, laissant cette partie de la grille propre et assurant un rendement élevé du puits. La pompe et le tuyau de montée dans un tel puits seront cependant rapidement colmatés par les croissances de bactéries de fer détachées.

L'inspection-T.V. a indiqué qu'il n'y avait aucune corrélation entre l'étendue des croissances de bactéries de fer dans les puits et les matériaux utilisés pour la construction de la grille et du tubage du puits.

6.2 Corrosion du revêtement

La corrosion de la grille du puits est visible à un état avancé dans les puits forés en 1964 et 1965. Dans ces puits, les grilles sont faites de tuyaux perforés à rainure en pont revêtus de Rilsan. Les parties les plus corrodées de la grille sont celles qui se trouvent près des joints des tuyaux (voir photos 6 et 7).

Dans les puits où des grilles en acier inoxydable ont été installées ces deux dernières années, aucun signe de corrosion n'est visible. Aucune détérioration de la grille et du tubage dans les puits plus anciens qui furent construits en utilisant un revêtement en PVC renforcé de fibre de verre n'a été remarquée.

Photo 5. Puits KK No. 62 (65/2A), Mars, 1981. Flocs de croissances de bactéries de fer doux, détachés par le centraliseur de la caméra et ramenés en surface par le débit artésien.

6.3 Changements dans le rendement des puits après le traitement à l'acide oxalique

En tout, 14 puits ont été traités à l'acide oxalique. Dans 2 puits, le traitement ne donna pas lieu à une augmentation du rendement, ceci étant dû aux mouvements compliqués du débit à l'intérieur du puits et du puits artésien, emportant l'acide avant qu'il n'ait eu le temps de réagir avec les précipités de fer. Dans les 12 autres puits, le traitement produisit une amélioration de la performance du puits, avec une exception.

Les données sur le débit avant et après l'examen des puits sont données sur le graphique, Fig. 8 (Page 7), où l'on voit que le soutirage total, après examen, augmenta de 582 m³/h à 737 m³/h, soit une augmentation de 27%. Cette augmentation est due à la fois au traitement à l'acide oxalique et au nettoyage ou au changement de pompes qui fonctionnaient mal.

Pour illustrer les changements dans la performance des puits, les capacités spécifiques avant et après le traitement à l'acide oxalique sont présentées graphiquement, en fonction de la transmissivité de chaque puits sur la Fig. 9 (Page 7). Il faut noter que pour le

calcul de la capacité spécifique, le même débit est utilisé avant et après le traitement.

On peut voir d'après ce graphique que dans la plupart des puits une augmentation de la capacité spécifique de 30 à 35% est obtenue; certains puits cependant montrent une augmentation allant de 60 à 205%.

La performance du puits est jugée d'après la position du point du puits par rapport à la ligne théorique. Par conséquent, il est estimé que les puits dont le relevé est le plus proche de la ligne théorique ont la meilleure performance. La différence entre les lignes de régression avant et après le traitement montrent une augmentation générale de la capacité spécifique de 4% à 10% ce qui signifie, pour une dépression fixe, une augmentation moyenne du débit de décharge de 43m³/h environ. Ceci est égal au débit de production provenant d'au moins un nouveau puits, coûtant environ M\$300.000 en prenant les prix 1981. Ainsi la valeur économique d'un programme d'entretien régulier des puits de production est amplement justifiée. En se rapportant à la Fig. 9 on voit que la somme de l'augmentation du taux de production pour tous les puits montre un résultat encore meilleur.

7. Recommandations pour le fonctionnement et l'entretien des puits de production à Sandakan

7.1 Fonctionnement des puits de production

Le type de pompe, le diamètre des tuyaux de montée, le réglage de la pompe, le débit futur recommandé et le plus faible niveau d'eau admissible sont tous indiqués (exemple Fig. 10) (Page 8).

Le calcul du débit futur recommandé ou du rendement à long terme est fondé sur les résultats de l'essai de dépression par étapes, qui donne les *dépressions caractéristiques* après un temps de pompage court, une extrapolation des données sur la décharge historique et sur le niveau de l'eau et le plus faible niveau d'eau admissible pour le pompage dans un puits.

La capacité des pompes est déterminée d'après les conditions de pression qui auront cours dans les conduites de refoulement lors de conditions normales de fonctionnement dans le système de transmission.

Le plus faible niveau d'eau admissible pour le pompage est donné afin d'empêcher une détérioration du rendement à la fois du puits et de la couche aquifère, laquelle aurait lieu si le niveau d'eau descendait en-dessous du haut de la grille ou en-dessous de sections de la grille qui contribuent à un volume appréciable d'eau. Si la surveillance du niveau de l'eau montre que ceci pouvait avoir lieu, la soupape, sur la conduite de refoulement, serait étranglée, ou une pompe de plus faible capacité serait installée dans le puits.

7.2 Entretien des puits de production et des installations de pompage

Pour assurer une performance optimum des pompes et des puits de production, il est recommandé d'établir un programme pour vérifier régulièrement l'entretien des pompes et la fréquence de traitement des puits à l'acide oxalique, comme indiqué dans l'exemple Fig. 11 (Page 8).

Il est estimé que la quantité totale d'acide oxalique nécessaire pour une année de traitement des puits de production est d'environ 1300 kg.

7.3 Surveillance du débit et du niveau d'eau

Comme décrit précédemment, une analyse des archives sur le niveau d'eau et les débits donna des informations précieuses pour le Programme de Fonctionnement et d'Entretien à Sandakan; il fut en effet possible de discerner les changements à la fois dans le débit et dans le niveau d'eau sur une longue période.

Pour observer de futurs changements dans la performance des puits il fut recommandé de continuer de mesurer mensuellement le débit et le niveau de pompage et d'en présenter graphiquement les résultats.

L'enregistrement quotidien de la performance des pompes, actuellement effectué par les opérateurs des pompes devra également être poursuivi.

P. K. Cruse (George Stow, Great Britain) and P. D. Wilkinson (Mid Kent Water Company, Great Britain)

With world wide energy costs increasing it is essential to maximise and maintain well performance and efficiency by adopting appropriate initial design, construction and development techniques followed by the introduction of planned monitoring, maintenance and well rehabilitation programmes.

Water well drilling progressed forward significantly following the introduction of rotary methods and the solution of the associated technical problems resulted in a number of major new developments including self-destroying drilling muds, air and foam flushing.

Hard rock drilling had always been considered to be associated with slow progress and low penetration rates until the development of the "down-the-hole-hammer" technique which dramatically improved rates of drilling. However, soft strata does not necessarily imply rapid drilling rates since non-cohesive ground may require several columns of temporary casing, or alternatively a liquid flush method of drilling, either of which can be technically unsuitable and expensive. To overcome this problem designers turned to vibratory equipment for a possible solution and resulting from experiments with piling tools, a new drilling technique has been developed which combines rotation and vertical thrust

with vibration. In addition a percussive element can be applied above the column of drill pipe. Although originally intended for the softer formations it is now claimed that rapid penetration rates with this technique can be achieved in solid rock.

The system is most effective at the smaller diameters where double-tube drill pipe of similar diameter to the drilling bit is rotated downwards without forming an annular space. The vibration produces a state of fluidity within the ground particles immediately adjacent to the outer tubes and as this almost eliminates lateral friction, the pipes are relatively free to move. Air is the usual flushing medium and is passed down the annulus between the inner and outer drill pipe tubes, directed across the drilling bit and drawn up the inner tube together with any cuttings.

When a stable aquifer has been penetrated it is possible to test the yield by raising the drill string a few metres and inserting a pump, or alternatively, the drilling circulation system can be operated as an air-lift. In non-cohesive strata a short length of temporary screen is positioned within the drill string and the latter withdrawn a suitable distance to expose the screen to the aquifer. Should it be necessary to line the borehole

permanently, this is accomplished by installing the screen and lining tubes inside the drill string and vibrating the latter out of the ground. Boreholes of 300 mm finished diameter have been drilled to 150 m depth using air flush through 350 mm drill pipe, whilst boreholes up to 700 mm are possible—although at the larger sizes an annular space is formed. However, a special packer just above the bit seals off the bore, leaving the annular space virtually undisturbed. When drilling at large diameter a consolidated formation permits the more efficient use of the forces available.

Many alternative types of well screens are now commercially available and careful consideration must be given to the selection of the well screen and where required, the gravel pack, to provide for optimum efficiency having regard to both the aquifer properties and the chemical characteristics of the raw water.

The energy required in lifting groundwater to negate well drawdown can represent a significant proportion of the total energy input and an improvement in well efficiency can result in substantial cost savings. Development is now recognised as an integral part of the construction of a water well and efficient well development can increase productivity, reduce excessive drawdown and minimise energy requirements. In operation the yield of a well may diminish appreciably due to chemically or bacteriologically induced precipitation or incrustation

which can occur within the formation and filter pack or on the slotted screen and lining tubes.

The dissolved minerals and gases commonly found in groundwater are in a delicately balanced chemical equilibrium in their subsurface environment. This equilibrium can be easily disrupted by a reduction in head or pressure resulting from drawdown. Carbon dioxide can be released from solution causing dissolved minerals to precipitate. Air introduced into the aquifer within the cone of depression will oxidise the iron and possibly manganese and the resulting oxide precipitate will progressively clog the void spaces, reducing the storativity of the aquifer and hydraulic conductivity in the vicinity of the well. A variety of bacteria occur naturally in soils and shallow aquifers and bacteriological incrustation is commonly caused by iron bacteria oxidising the iron, forming large amounts of slimy ferric hydroxide which may provide a suitable environment for the growth of anaerobic sulphate reducing bacteria and the by-products from these can attack the well casing, screen tubes and pumping equipment.

Chemical precipitation and bacteriological incrustation can be removed and suppressed by chemical treatment and considerable success has been achieved by high pressure water and acid jetting. By adopting appropriate rehabilitation techniques original yields can be restored and energy costs minimised.

J. M. Lamblin, BURGEAP, Paris, France.

**“COLMATAGE DES FORAGES CAPTANT LA NAPPE CAPTIVE DES SABLES SPARNACIENS DE LA RÉGION PARISIENNE
OBSERVATIONS ET PREMIERS RÉSULTATS D’UN TRAITEMENT EXPÉRIMENTAL”**

Dans tous les types de nappes on constate, sur les forages exploités depuis un certain temps, une diminution systématique de la capacité de production due à l’obstruction partielle de la colonne de captage.

Ce phénomène général, appelé vieillissement des ouvrages peut avoir des causes diverses.

Dans la nappe du Sparnacien, très minéralisée, ce vieillissement apparaît particulièrement rapide et dû principalement à :

- un processus mécanique, par accumulation, dans les pores du massif filtrant, de particules fines d’argiles ou limons; celui-ci ne semble pas avoir un rôle prépondérant,
- un processus chimique dû à des précipitations (carbonates en particulier) résultant de la modification des équilibres chimiques dans la zone déprimée qui entoure le forage en exploitation,
- un processus biologique lié à l’activité de bactéries (bactéries sulfato-réductrices décelées dans les eaux et dans le terrain aquifère lui-même) qui induisent un colmatage par les composés chimiques qu’elles élaborent et par la substance organique des individus morts.

Il est vraisemblable que le colmatage affecte non seulement la crépine et le massif filtrant mais également les sables aquifères (Fig. 1) jusqu’à une distance du forage, encore inconnue, qui ne devrait pas dépasser 3 mètres, comme en témoignent des prélèvements de carottes effectués autour d’un ouvrage très atteint.

Il semble que l’influence du débit soit importante, ce qu’expliquent les remarques suivantes:

- le flux de matières nutritives apporté aux bactéries, peu mobiles, lui est proportionnel,
- pour un aquifère de caractéristiques hydro-dynamiques données, la dépression due au

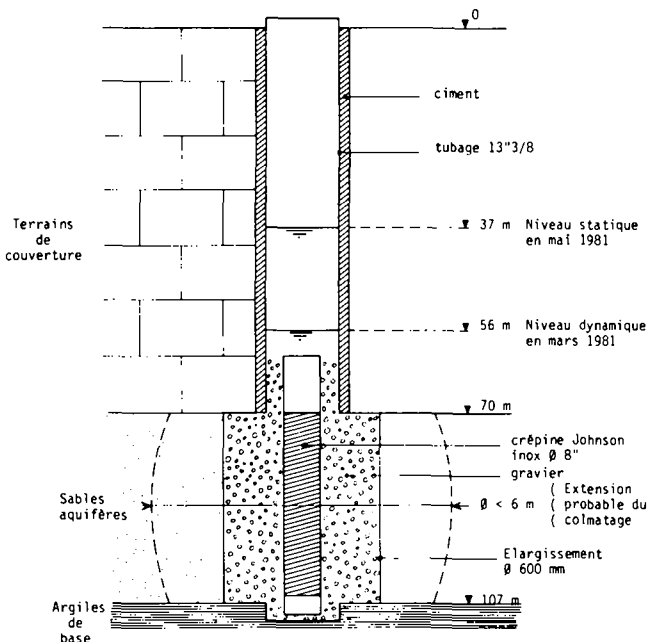


Fig. 1. Coupe d’un forage type au Sparnacien et extension du colmatage.

pompage, source de modifications d’équilibres chimiques, croît également avec le débit.

Les effets de ce type de colmatage se manifestent de façon parfois très rapide sur la productivité des ouvrages (Fig. 2). Les observations faites indiquent que l’évolution est sensiblement accélérée pour les forages de deuxième génération, réalisés à toute proximité d’ouvrages, ayant fonctionnés de longues années; ce

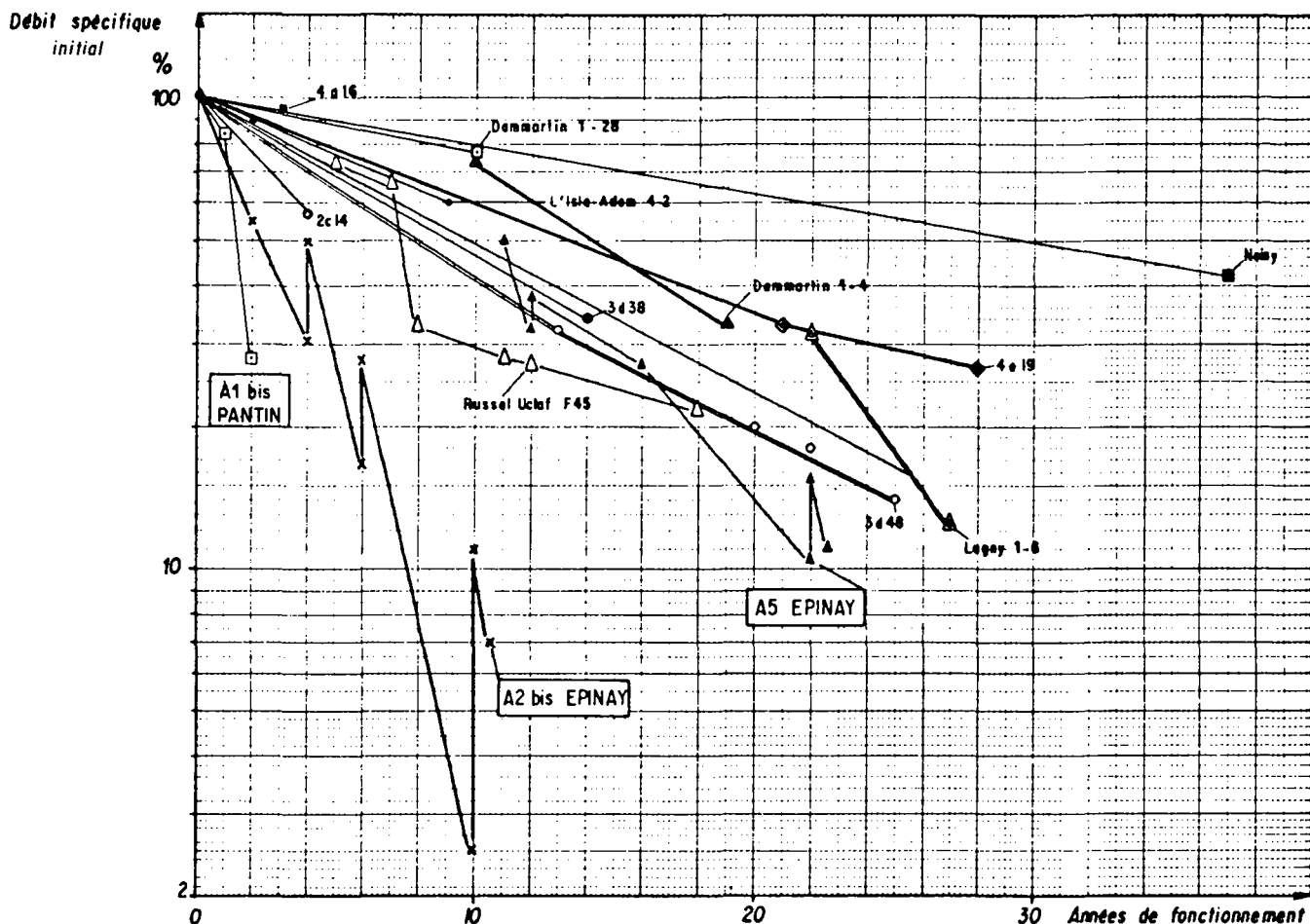


Fig. 2. Evolution de quelques forages au Sparnacien

fait laisserait supposer une relative facilité de migration d'une colonie de bactéries, sur des distances de l'ordre de 15 à 20 m.

Le traitement des forages au Sparnacien par les méthodes classiques* (injection, à partir du forage, de doses plus ou moins importantes d'acide chlorhydrique, d'hexametaphosphates, ou d'hypochlorite) n'a en général apporté que des améliorations limitées et peu durables: le volume aquifère susceptible d'être traité ainsi, sans mettre en oeuvre des quantités considérables de réactif, est en effet d'extension réduite.

Dans le but de traiter un secteur de nappe plus important, un essai d'injection d'acide chlorhydrique à partir d'un dispositif de piezomètres périphériques (Fig. 3) a été tenté: il a fourni également des résultats peu encourageants.

Un produit nouveau (Herli Rapid TWB à la vitamine FCM₁) a été récemment mis en oeuvre sur un forage d'eau potable, par injection entre double piston (Fig. 4), brassage à l'air comprimé et refoulement dans le terrain par effet pneumatique (Fig. 5); il a donné des résultats intéressants (débit spécifique doublé, atteignant 10 m³/h/m) sans permettre toutefois de retrouver le débit spécifique initial (20 m³/h/m).

Ce résultat ne pourra être considéré comme positif que si l'amélioration apportée s'avère durable.

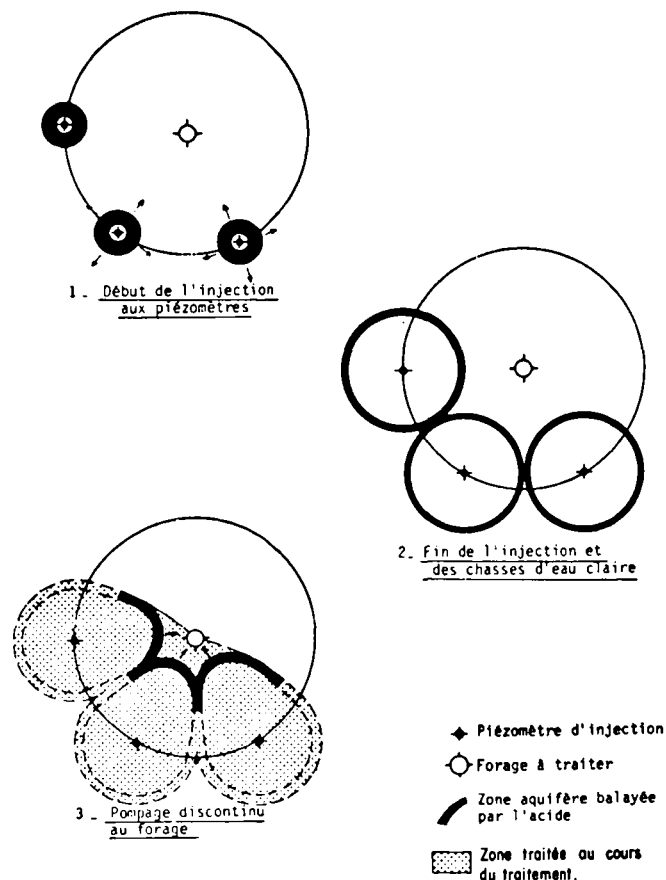


Fig. 3. Essai de traitement par piezomètres périphériques

* non traitées dans le cadre de l'exposé.

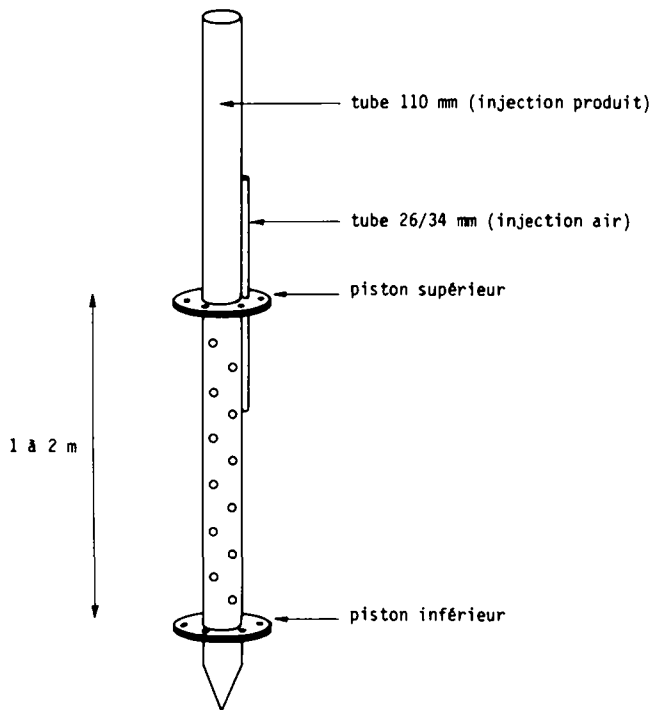


Fig. 4. Dispositif d'injection et de brassage à l'air comprimé.

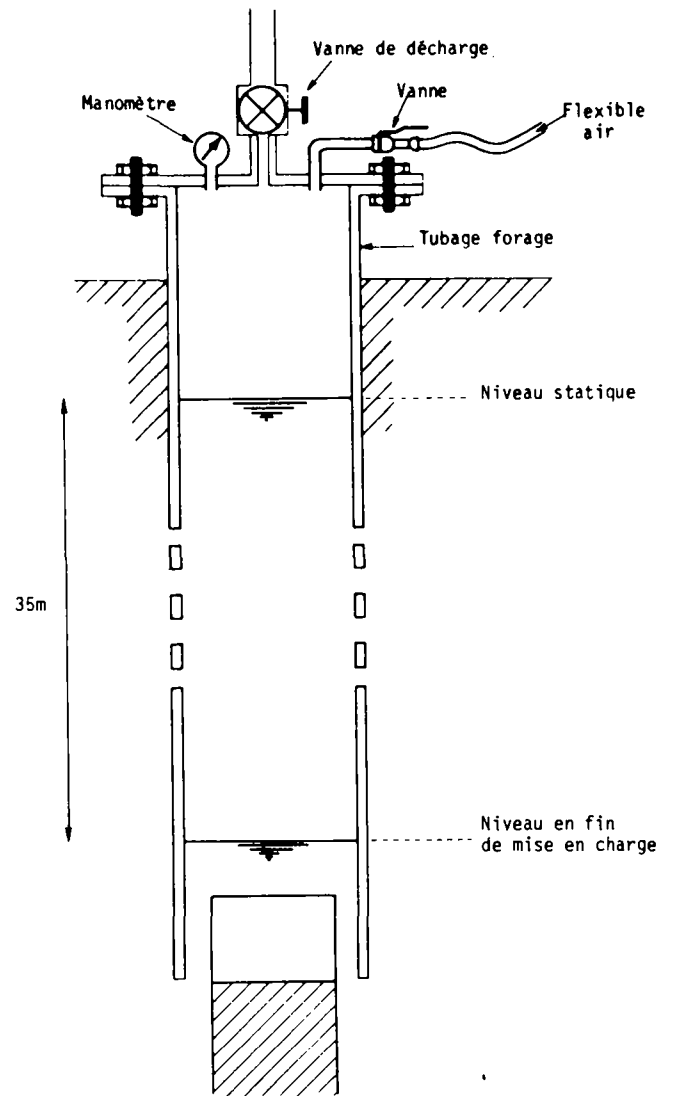


Fig. 5. Dispositif de mise en charge pneumatique.

Security in water supply

Sécurité dans l'alimentation en eau

Authors: D. C. MacLeod (South Africa)
Auteurs: C. H. Stanton (USA)
Leading Contributors: M. Dutang (France)
Contributeurs: F. Javier Isamat (Spain)
Principaux: Prof. A. Zanovello (Italy)
L. O. Wild (UK)

LIBRARY
Reference Centre

D. C. MacLeod, City Engineer, Durban.

"SOME EXPERIENCES FROM DURBAN, SOUTH AFRICA"

Synopsis

The Municipality of Durban has taken advantage of natural features to safeguard storage dams from excessive siltation and has recently introduced telemetry into its water supply system. This has facilitated the introduction of continuous monitoring at the water purification works to ensure against accidental pollution and protection against terrorist action.

The introduction of pressure reducing and pressure sustaining valves into the reticulation has assisted in sustaining the water supply and the problem of accidental pollution from back-siphonage is being given special attention.

Introduction

The Municipality of Durban supplies water to an area extending beyond its boundaries lying within a radius of 27 km from the City Hall. The average daily consumption for 1981 was 440 Megalitres per day and there are approximately 75,000 metered connections within the City.

Raw water is derived from the Umlaas and Umgeni Rivers. The assured yield from the Umlaas River (a scheme that has existed since 1972) was 75 Megalitres per day and from the Umgeni River the yield available to the Durban water supply undertaking is currently 550 Megalitres per day and is in the process of being increased by 340 Ml/day.

Raw Water

Siltation Control

The silt load carried by the Umlaas and Umgeni Rivers is high and in the design of the storage reservoirs constructed on these rivers by Durban steps have been taken to minimise the loss of effective storage capacity due to siltation.

In the case of the Shongweni Dam (Umlaas River) a diversion canal was constructed along the right flank of the reservoir with an emergency spillway back into the dam just upstream of entry to the tunnel driven through the hill on the right flank of the wall. This tunnel discharges flood waters downstream of the wall with a properly designed energy dissipation system and during May 1959 the whole system withstood a flood estimated to equal a 1-in-1000 year return frequency. Prior to upsizing of this flood diversion system in 1955 the effective storage of the Shongweni Dam was reduced from 12 million m³ to 7.3 million m³ in a period of 28 years. The upsized diversion works have largely controlled this loss of storage due to siltation.

The siting of the Nagle Dam on the Umgeni River made it possible to protect the main storage reservoir by

a diversion weir sited so as to allow floodwaters to be released from the storage area upstream of the diversion weir through a cutting discharging immediately downstream of the main dam wall. The control gates and cutting have been designed to pass the century flood but have not been put to the test since this dam was commissioned in 1950.

There has been no measurable loss in effective storage capacity in this reservoir.

Control of Aquatic Plants

Of further importance in protecting the quality of the impounded water has been the control of recreation facilities within the dam precincts. Camping and boating lead to the need for carefully sited facilities and meticulous attention to the disposal of sewage. Although these point sources of pollution have been controlled and the immediate catchment areas of the dams have been safeguarded by purchasing the surrounding land and including it within the water reserve, general run-off from the catchment has resulted in an increasingly heavy nutrient load being discharged, particularly into the Shongweni Dam which is now eutrophic.

Last year the whole surface of the dam was covered with water hyacinth (*Eichhornia Crassipes*) and the water quality was seriously impaired as a result. Manual harvesting was carried out using motor-powered craft equipped with pushing blades to force the hyacinth to the bank where it was lifted out by grab at the rate of 100 tonnes per day and carefully stockpiled to dry. The drying areas were selected so that the runoff from the area would not return the phosphates to the dam.

A selected area of the dam has been left with the hyacinth, which is contained by continuous harvesting, so that the nutrients entering the dam will continue to be taken up. Otherwise an algal bloom will result and conditions will be worse than when the surface was covered with hyacinth.

The algal load in Nagle Dam is steadily increasing and in the case of both dams the fact that multiple level drawoffs were provided has proved of great value in being able to select the best quality water available at different levels of the impoundments.

Aqueducts

Raw water is conveyed from the dams to the purification works by gravity. The aqueducts are a combination of tunnels and pipelines and, in the case of the Umgeni water supply system, there are two sets of tunnels, each set being joined by a pair of pipelines.

This system resulted from progressive growth of demand but has proved of great value in the long run in

enabling supplies to be maintained, although the economy of scale that could have been achieved by constructing single pipelines has been lost.

The country through which these aqueducts pass is extremely rugged with difficult access, and movement of the large diameter (1100 mm) prestressed concrete pipes in some of the steep slopes has been difficult to control. The need for scrupulous attention to correct fitting of the rubber gaskets forming the jointing material and to careful backfilling has been brought home in experience with operating some of these pipelines over the past 15 years.

For ease of construction and with a view to minimising the number of specials many of the crossings of gullies and local depressions were designed with the pipelines carried on concrete piers. In the case of the prestressed concrete pipelines flash floods have repeatedly undermined what appeared to be stable supports and emergency repairs have been required to maintain raw water supplies. In every case the flexible pipeline has been replaced with continuous welded steel piping.

The economies effected by the elevated crossings regrettably cannot be taken advantage of when a water supply system becomes a likely target for terrorist attacks and Durban is currently committed to a programme costing £820,000 to replace the elevated crossings in flexible piping forming part of the raw water aqueducts by underground or above-ground continuous welded steel piping.

Durban has also learnt to pay special attention to development along the route of its aqueducts by careful, regular inspection in areas outside of the municipal boundaries. In 1976 a major storm resulted in a private swimming pool in a neighbouring local authority collapsing and taking away a hillside in which two of the four pipelines referred to above were laid. The interruption in the supply of raw water resulted in major industries in the Durban area, some of them of national importance being shut down for 10 days while emergency repairs were effected.

Purification

Accidental pollution resulting from failure of treatment plant may eventuate either from over-dosing or under-dosing of chemicals. Where over-dosing occurs, one of the highest risk factors must be considered to be in the addition of fluoride to water, but this problem does not arise in Durban because, although the fluoride content falls well below the level of 1 mg/litre, which is regarded to be the optimum beneficial content for the prevention of dental caries, in the absence of a firm policy on the part of the State Health Department, Durban does not practise fluoridation of its water supplies.

Alum over-dosage (or under-dosage) where solubility increases on either side of pH 6.5, will produce increasingly soluble residual aluminium and possible post-flocculation, with its subsequent deleterious effects such as an advanced loss of residual free chlorine. The risk factor in over-dosing other chemicals such as chlorine, lime or caustic soda is considered to assume a secondary level in view of the capacity of water to accommodate relatively high excess dosages with minimal effect on the health of the consumer.

With regard to under-dosing of chemicals due to faulty plant, the lack of disinfection must assume the highest risk factor because of the direct health risk of the well-known water-borne diseases. In Durban disinfection is by way of the addition of chlorine.

Since the Umgeni Water Scheme was first commissioned, advantage has been taken during the successive extensions of the Water Purification Works to introduce the most modern available systems and, in

regard to the continuous monitoring of residual chlorine, commercially available measuring cell assemblies (M.C.A.) have been installed to provide local indication of the chlorine residual in the treated water. These assemblies have been coupled with chlorine residual indicator transmitters (C.R.I.T.) and the whole system has been set to signal alarms at insufficient levels. These alarms are conveyed by a telemetric system to a central recording station and the same telemetric system is coupled to and controls the disinfection dosage facilities at the outlying service reservoirs.

Standby dosing equipment (chlorinators) is available and is brought on line manually, in the event of failure of an operating unit, by operating staff who supply around-the-clock supervision.

Distribution

Telemetry

Durban is currently introducing a telemetry system into the water supply undertaking, mainly to assist in the proper distribution of water between the various service reservoirs by continuous recording of water levels, inflow and outflow, and, by monitoring pressure drops, to minimise loss of water through undetected leakage. The total cost of this system presently being installed is £1.3 million and it has been possible to incorporate a number of additional features in the initial system, including the control of inter-zonal valves to permit water exchanges between zones.

Reference has already been made to the monitoring of residual chlorine in the water, not only at the purification works but also at the service reservoirs. Further monitoring systems are being installed to assist in the detection of the presence of intruders at sensitive areas within the water supply undertaking, but a particularly important feature is usage of the system to operate pressure-reducing valves.

Multiple Pressure-reducing Valve Systems

The system is installed to provide a continuous supply of water and at the same time cater for low flows. The development comprises the installation in parallel of three pressure-reducing valves. The two main P.R.V.s are each capable of supplying the peak demand, whereas the third valve introduced in parallel between these two P.R.V.s supplies the low flows when the larger valves are shut.

Normally, one of the larger valves is shut off at an upstream gate valve. The downstream pressure and the positive (open or shut) of the P.R.V. is monitored by the telemetry system.

With the controls available from the telemetry, it is possible to open and shut the upstream gate valves on the larger P.R.V.s and thereby remotely select which P.R.V. operates. If the downstream pressure exceeds predetermined values, then an alarm is raised at the Control Centre and the faulty valve can be taken out of commission.

Multiple Zone Feed

It is possible to supply most of the Durban area by gravity, but in certain cases it is necessary to resort to pumping.

A pressure-reducing valve is connected to the inlet main to the service reservoir and also to the rising main from the pumping station. Where there is excess capacity on the inlet main, the pressure in this main can be used as a standby to a pumped supply resulting in saving in electric power.

If the inlet pressure is insufficient, then the pumps operate.

Backflow Prevention

Historically, Durban has relied on the requirement that an air-gap exist where the danger exists that back-siphonage could result in pollution of the water supply system, but there have been many experiences which indicate the need for a more positive control when pollution has resulted from failure to observe this requirement. For instance, there is the recently recorded case that when repairs were being carried out on a water main that had burst outside a chemical factory, cane spirit was sucked back into the main and distributed to the consumers, albeit in diluted form, when the water supply was restored!

On a more serious note, three men were recently hospitalised from an industrial premises with chromate poisoning following contamination of the drinking water supply by factory cooling water containing 12 p.p.m. chromate as well as oil dispersants.

The introduction of pop-up sprinklers in increasing quantity is a cause for serious concern and many other examples could be given of the growing need experienced in Durban for a more positive form of back-flow prevention.

The Department has based its recent approaches on technology derived from America and there are a number of very helpful publications from that source, including, for instance, the "Cross Connection Control Manual" published by the U.S. Environmental Protection Agency in Document EPA-430/9-73-002. There are now commercially available proven backflow prevention valves which are enabling better control of this problem, particularly in cases where the large daily demand of water renders the air gap control impractical and, as a result, encourages bypassing of this back-siphonage prevention technique.

It would be appropriate under this heading also to record the importance of clearly identifying water mains where multiple piped services are accommodated within a roadway to avoid unfortunate instances such as a water connection being given off a sewer rising main.

Storage

It is the growing experience in Durban that the storage of potable water should be as close as possible to the consumer. For many years Durban has had a policy of seeking to achieve a 36-hour storage capacity in its service reservoirs, but the need for sensitive consumers, such as hospitals and factories that rely on a continuous supply of water to prevent blockages or hazardous situations, to supply on-site storage with capacity up to 24 hours' minimum has been underlined.

A public relations problem is also involved here in that the urban community has become so accustomed to an assured supply of water of good quality that any significant interruption of this supply results in unreasonable reaction and a flood of criticism.

There seems to be a need for the populace to be educated towards acceptance of a situation where their water supply may at times be disrupted for a period extending to several days, with auxiliary supplies sufficient only to meet the basic needs of hygiene being by way of water tankers.

The need to balance the demands of industry and sensitive consumers against the comfort of the domestic consumer presents increasing problems in design of distribution networks and many of the sophisticated methods described in this paper, which in some cases carry a high maintenance requirement, have been introduced with a view to achieving this balance and solving the public relations problem.

D. C. MacLeod, City Engineer, Durban.

"SECURITÉ DE LA DISTRIBUTION D'EAU: QUELQUES EXPERIENCES A DURBAN, AFRIQUE DU SUD"

Introduction

La Municipalité de Durban distribue l'eau au-delà de son territoire dans un rayon de 27 km autour de son centre. La consommation moyenne journalière pour 1981 était de 440 mégalitres par jour; il y a environ 75000 branchements avec compteur dans la ville.

L'eau brute vient des Rivières Umlaas et Umgeni. Le débit assuré de l'Umlaas (projet qui existe depuis 1972) était de 75 mégalitres par jour et de l'Umgeni le débit disponible pour l'entreprise de distribution de l'eau de Durban est actuellement de 550 mégalitres par jour, et va être augmenté de 340 MI/jour.

L'eau brute

Contrôle de l'envasement

Les Rivières Umlaas et Umgeni transportent beaucoup de limon et des mesures ont été prises dans la conception des réservoirs de stockage construits sur ces rivières par Durban pour minimiser les pertes de capacité de stockage venant de l'envasement.

Quant au Barrage Shongweni (Rivière Umlaas) un canal de dérivation fut construit le long du flanc droit du réservoir avec un canal de trop plein de secours donnant dans le barrage juste en amont de l'entrée du tunnel percé dans la colline côté droit du mur. Ce tunnel déverse les eaux d'inondation en aval du mur par l'entremise d'un système bien conçu de gaspillage d'énergie. En mai 1959 tout le système a résisté à une

inondation d'une périodicité estimée à une par mille ans. Avant d'agrandir le système de dérivation des eaux d'inondation en 1955, le stockage du Barrage Shongweni avait été réduit de 12 million de m³ à 7,3 millions de m³ sur une période de 28 ans. Les travaux d'agrandissement ont en grande partie compensé cette diminution de la capacité de stockage venant de l'envasement.

L'emplacement du Barrage Nagle sur la Rivière Umgeni a permis de protéger le réservoir principal grâce à un déversoir qui permet aux crues de passer de la zone de stockage en amont du déversoir de déviation à travers un percement déversant juste en aval du mur principal du barrage. Les portes de commande et le percement sont conçus pour résister à l'inondation du siècle, mais n'ont pas encore été mis à l'épreuve depuis la mise en service du barrage en 1950.

Il n'y a pas eu de diminution mesurable de la capacité de stockage de ce réservoir.

Contrôle des plantes aquatiques

Le contrôle des aménagements destinés aux loisirs autour du barrage a aussi aidé à protéger la qualité de l'eau retenue. Camper et canoter exigent des installations soigneusement placées et une attention minutieuse à la façon de se débarrasser des eaux d'égout. Bien que ces sources de pollution soient maintenant sous contrôle et les bassins versants des barrages protégés par l'achat des terrains avoisinants et

son incorporation dans la réserve d'eau, les eaux de ruissellement de cette zone ont entraîné un déversement croissant de matières nutritives, surtout dans le Barrage Shongweni qui est maintenant eutrophe.

L'année dernière toute la surface du barrage était recouverte de jacinthes d'eau (*Eichhornia Crassipes*) et la qualité de l'eau fut fortement altérée en conséquence. Une récolte manuelle fut faite en utilisant des embarcations à moteur munies de lames poussoirs rejetant les jacinthes vers les bords d'où elles furent chargées par une benne à raison de 100 tonnes par jour et soigneusement empilées pour être séchées. Les zones de séchage furent choisies afin que les eaux de ruissellement de cette zone ne renvoient pas les phosphates dans le réservoir.

Une partie déterminée du réservoir a été laissée pour les jacinthes que l'on contient avec des récoltes continues pour que les matières digestives entrant dans le barrage continuent à être absorbées. Autrement un épanouissement d'algues en résulterait et cela serait pire que d'avoir la surface recouverte de jacinthes.

Les quantités d'algues dans le Barrage Nagle augmentent sans cesse et pour les deux barrages l'emploi de soutirages à niveaux multiples s'est avéré avoir un effet très positif, permettant de choisir la meilleure qualité d'eau disponible aux divers niveaux des bassins de retenue.

Aqueducs

L'eau brute est amenée aux usines de traitement par gravité à partir des réservoirs. Les aqueducs sont une combinaison de tunnels et de canalisations et, dans le cas du système de distribution d'eau Umgeni, il y a deux séries de tunnels, chaque série étant reliée par une double-conduite.

Ce système, venu d'une demande en forte croissance s'est avéré fort utile à la longue pour pouvoir maintenir la distribution, bien que l'intérêt économique de disposer d'une seule conduite ait été perdue.

Le pays que traversent ces aqueducs est extrêmement accidenté et difficile d'accès, et le mouvement des tuyaux de grand diamètre (1100 mm) en béton précontraint dans certaines pentes abruptes a été difficile à contrôler. Le besoin de veiller particulièrement à la pose des joints d'étanchéité et au remblayage soigneux est maintenant bien maîtrisé après 15 années de fonctionnement de ces conduites.

Pour faciliter la construction et pour chercher à minimiser le nombre d'installations spéciales, beaucoup de traversées de ravins et de creux furent conçues avec des piles en béton soutenant les conduites. Pour les conduites en béton précontraint, les creux-éclairés ont souvent sapé ce qui paraissait être des supports stables et il a fallu effectuer des réparations d'urgence pour maintenir la distribution d'eau brute. Dans tous les cas la conduite flexible a été remplacée par des conduites en acier soudées.

Malheureusement les économies obtenues avec des traversées sur-élevées ne peuvent servir lorsqu'un système de distribution d'eau devient une cible probable pour les attaques de terroristes et Durban est actuellement engagé dans un programme coûtant £820 000 pour remplacer les traversées sur-élevées avec conduite flexible formant partie des aqueducs d'eau brute par des canalisations en acier avec soudures continues souterraines ou en surface.

Durban a aussi appris à consacrer une attention particulière au système d'inspection, le long de ses aqueducs dans les zones hors des limites municipales. Un grand orage en 1976 a entraîné l'effondrement d'une piscine privée dans une localité voisine, abattant un flanc de côteau dans lequel était posé deux des quatre

conduites dont il est question plus haut. La coupure dans la distribution d'eau brute fit que des industries importantes dans la région de Durban, certaines d'importance nationale, durent fermer pendant 10 jours pour que les réparations puissent être effectuées.

Le Traitement

Une pollution accidentelle résultant d'une panne de l'installation de traitement peut entraîner des doses trop fortes ou trop faibles de produits chimiques. Lorsque les doses sont trop fortes, un des principaux risques à considérer vient de l'addition de fluorure à l'eau, mais ce problème ne se pose pas à Durban car, bien que le fluorure tombe bien en-dessous du niveau de 1 mg/litre, estimé comme optimum pour empêcher la carie dentaire, en l'absence d'une politique ferme de la part du Ministère de la Santé, Durban n'effectue pas de fluorisation de l'eau distribuée.

Une dose trop forte (ou trop faible) d'alun avec une augmentation de la solubilité de part ou d'autre de pH 6,5 produit un résidu d'aluminium de plus en plus soluble et une post-floculation éventuelle avec les effets néfastes qui en découlent, telle que perte considérable du chlore libre résiduel. Le risque d'un sur-dosage d'autres produits chimiques tels que le chlore, la chaux ou la soude caustique est considéré comme secondaire étant donné le fait que l'eau peut contenir des dosages excédentaires relativement élevés avec effet minime sur la santé du consommateur.

En ce qui concerne le sous-dosage de produits chimiques à la suite d'une installation défectueuse, la désinfection est le poste à plus fort risque à cause des effets immédiats sur la santé du aux maladies hydriques bien connues. A Durban la désinfection se fait en ajoutant du chlore.

Depuis que le Projet d'Eau Umgeni fut mis en service pour la première fois, lors d'extensions successives de l'Usine de traitement de l'Eau, les systèmes les plus modernes disponibles ont été introduits et, pour avoir un contrôle continu du chlore résiduel, des éléments de cellules jaugeuses disponibles commercialement ont été installés pour avoir une indication du chlore résiduel contenu dans l'eau traitée. Ces éléments sont accouplés avec des émetteurs indicateurs de chlore résiduel, et le système est réglé pour déclencher un signal d'alarme si le niveau tombe trop bas. Ces signaux sont transmis par système téléométrique à une station d'enregistrement centrale et ce même système commande les installations de dosage de désinfectant aux réservoirs périphériques.

Un matériel de réserve de dosage de chlore est disponible pour servir manuellement, en cas de panne d'une unité en service.

La Distribution

La téléométrie

Durban introduit actuellement un système de téléométrie dans ses services d'eau, notamment pour aider à équilibrer au mieux l'eau entre les divers réservoirs de service grâce à un enregistrement continu des niveaux, des entrées et des sorties, et pour minimiser les pertes venant de fuites non détectées, par le contrôle des pressions. Le coût global pour ce système, en cours d'installation, est de 1,3 million £ et il a été possible d'incorporer plusieurs fonctions supplémentaires au système initial, dont le contrôle des vannes inter-zones pour obtenir des échanges d'eau entre les zones.

Mention a déjà été faite du contrôle du chlore résiduel dans l'eau, non seulement à l'usine de traitement mais aussi aux réservoirs de service. D'autres systèmes de contrôle sont en train d'être installés pour aider à détecter la présence d'intrus dans les zones sensibles. à

l'intérieur des limites de l'entreprise de distribution de l'eau; une caractéristique particulièrement importante est que ce système sert à faire marcher les vannes réductrices de pression.

Système de réducteurs de pression

Le système est installé pour fournir une distribution d'eau continue et en même temps pour faire face aux faibles débits. Ce développement comprend l'installation en parallèle de trois vannes réductrices de pression. Les deux vannes principales peuvent chacune desservir la demande de pointe, tandis que la troisième introduite en parallèle entre les deux, approvisionne les débits faibles lorsque les grandes vannes sont fermées.

Généralement une des grandes vannes est fermée à une porte en amont. La pression en aval et la position de la soupape de réduction (ouverte ou fermée) est contrôlée par le système téléométrique.

A l'aide de la téléométrie, il est possible d'ouvrir et de fermer les vannes en amont des vannes réductrices les plus grandes, donc de choisir à distance quelle vanne doit servir. Si la pression en aval dépasse des valeurs prédéterminées, une alarme sonne au Centre de Commande et la vanne défectueuse peut être mise hors service.

Alimentation multiple de la zone

Il est possible de desservir la plus grande partie de la région de Durban par gravité, mais dans certains cas un pompage est nécessaire.

Un réducteur de pression est relié au réseau d'admission du réservoir de service et au tuyau d'élévation de la station de pompage. Lorsqu'il y a une capacité excédentaire sur le réseau d'admission, la pression dans ce réseau peut servir de réserve pour une distribution pompée, économisant ainsi de l'énergie électrique.

Si la pression d'admission ne suffit pas, les pompes sont mises en route.

Prévention du reflux

Dans le passé, Durban a compté sur l'existence de la couche d'air lorsqu'il y a danger de siphonage en retour qui pourrait polluer le système de distribution de l'eau; mais de nombreux cas de pollution ont montré le besoin d'une meilleure maîtrise du système. Un cas récent concerne des réparations faites sur une conduite ayant éclaté devant une usine de produits chimiques: de l'alcool de canne fut aspiré dans la conduite et distribué aux consommateurs, bien que sous une forme diluée, au moment du rebranchement.

Et, fait plus grave, trois hommes furent récemment hospitalisés pour un empoisonnement dû à du chromate à la suite d'une contamination de l'eau potable fournie à

l'usine par l'eau de refroidissement qui contenait 12 ppm de chromate et des produits tensio-actifs.

L'introduction d'extincteurs automatiques en plus grand nombre crée des inquiétudes sérieuses et bien autres exemples pourraient être donnés du besoin grandissant pour Durban de prendre des mesures pour éviter le reflux d'eaux polluées.

Le Ministère base ses approches récentes sur une technologie U.S.; plusieurs publications américaines sont intéressantes par exemple. Le "Cross Connection Control Manual" édité par l'Environmental Protection Agency des Etats-Unis dans le Document EPA-430/9-73-002. Des vannes empêchant un écoulement de retour sont maintenant disponibles commercialement permettant de mieux contrôler ce problème, surtout lorsque une importante demande d'eau rend impraticable la maîtrise de la couche d'air et, de ce fait, qui montre l'intérêt des techniques de by-passages pour prévenir les effets de siphon.

Sous cette rubrique il serait bon de noter aussi l'importance d'identifier nettement les conduites d'eau lorsque de nombreux tuyaux correspondant à différents types de service, sont placés sous les voies de circulation. Ceci peut permettre d'éviter des malheurs tels que le raccord entre l'eau potable et une conduite d'eaux résiduelles.

Storage

L'expérience acquise à Durban montre que l'eau potable doit être stockée aussi près du consommateur que possible. Depuis bien des années Durban a pour politique de rechercher l'obtention d'un stockage de 36 heures dans les réservoirs de service, mais le besoin de fournir un stockage sur place de 24 heures au moins pour les consommateurs les plus vulnérables, tels que les hôpitaux et les usines qui dépendent d'une distribution d'eau continue, a été souligné.

Un problème de relations publiques existe ici du fait que la communauté urbaine est devenue si habituée à avoir une distribution assurée d'eau de bonne qualité que toute coupure significative de cette distribution suscite une réaction déraisonnable et un flot de critiques.

Il semble qu'il y ait besoin d'éduquer la population pour qu'elle accepte que la distribution de l'eau puisse parfois être coupée pendant une période s'étendant sur plusieurs jours, avec une distribution de réserve couvrant seulement les besoins essentiels d'hygiène et se faisant par citernes.

Le besoin d'équilibrer les demandes de l'industrie et des consommateurs prioritaires avec celles des ménages présente des problèmes grandissants pour la conception des réseaux de distribution et bien des méthodes sophistiquées décrites dans cet article—qui nécessitent parfois un entretien important—ont été introduites afin d'obtenir cet équilibre et résoudre ainsi le problème des relations publiques.

C. H. Stanton, Orlando Utilities Commission, Florida, U.S.A.

Introduction

This paper covers the field of water supply security from quality control to source pollution through spills, vandalism, and natural disasters.

It is written by a former president of the American Water Works Association—the organization representing 40,000 administrators, consultants, engineers, scientists, and suppliers throughout the United States, Canada, and Mexico—a man with 35 years' experience in the industry.

He heads a company, though far from the largest in the U.S., that is recognized as an industry leader. This fact was most recently acknowledged by the U.S. Government through the awarding to the Orlando Utilities Commission of a patent for a breakthrough in carbon treatment techniques.

This paper is a "how to" based on experience and practical knowledge. What the writer has not implemented in his own system he has learned from his counterparts throughout the United States.

In this paper he defines the difficulty in adhering to

governmental standards that impede rather than produce, discusses a practical method of low-cost water quality control, outlines the need for security management planning, answers questions raised in the advent of significant spills and considers the measures to be taken in the event of natural catastrophes.

It is, indeed, a thesis of latest security technology which describes effective techniques that can be employed by any water utility executive.

To adequately outline water supply security, a topic with a spectrum nearly as broad as the water supply industry as a whole, requires the consideration of quality control, accidental as well as contrived pollution of water sources and reserves, protection against damage—indeed, a composite of all methods used to maintain public trust.

Regarding quality control, it is obvious that known health concerns associated with drinking water are more acute than “suspected” concerns. If there is a conflict in making a determination of whether to protect the public from a known or “suspected” health concern, priority must go to the known concern.

Regulations which are not absolutely necessary to protect the public health are a liability to the overall program of assuring the public a safe drinking water supply. They use time that utilities could spend on vital matters. The continual addition of more and more unnecessary regulations can only detract from the real protection of the public health.

When, in 1974, the United States Congress passed the Safe Drinking Water Act few additional technical requirements were imposed. The initial effect of the Act was to change some of a utility’s administrative procedures by requiring more frequent reporting of regulatory agencies and public notification of potential water quality problems. Although some utility managers were concerned that public notification of isolated operational problems, which had no direct impact on public health, would unduly alarm customers and erode their trust in the safety of drinking water, most regarded this as a further challenge to provide the public with additional information on the quality of their product. Public education thus became one of the pressing goals of water utilities.

On the technical front, a debate emerged which was to consume most of our energies in the late 70’s and promises to continue far into the future. This debate is being conducted in scientific circles as well as in the public forum. The object of this debate is how to deal with potentially harmful substances found not only in drinking water but also in air and nearly all food sources. Our ability to develop a strictly scientific resolution to this problem seems unlikely. Certainly far better information must be provided on the human health impact of these substances. However the real issue is that a risk-free society cannot exist. Once this philosophy has been accepted and a degree of approved risk established, we can then proceed to reassess the quality of the drinking water we are providing.

Too, there exist significant long range problems requiring all utilities to better utilize available water resources.

The State of Connecticut, for one, has developed simple, inexpensive, and permanent measures that can significantly improve the source water quality and thus reduce the cost of water treatment.

The examples presented here may not be directly applicable to other utilities, but they may suggest alternatives to new multimillion dollar facilities. If an experimental technique reduces the ultimate plant size slightly, if it removes one step in the process, or if it does nothing more than assure some uniformity in the quality of the water delivered to the plant, it is a

success. Treatment plants in themselves do not solve all the water quality problems.

Before any plans are made, the problem at hand should be analyzed thoroughly to expose the underlying causes. Too often this step is omitted with the result that the symptoms are treated instead of the illness. For instance, high color and turbidity may be caused by one of many or a combination of several conditions. If stratification of the supply and anaerobic reduction of metals are the cause, simple reservoir aeration may be the solution. But if inorganic suspensions of clay and soil are the problem, improved sedimentation or even the construction of a complete treatment plant may be required. For responsible planning, as many ideas as possible should be investigated before a final commitment is made. Sophisticated computer modelling may provide quick answers but an old-fashioned brainstorming session among engineers, scientists, and operators is still a viable and productive problem-solving technique.

I will describe a reservoir system in which major problems were resolved by thorough analysis and by simple treatment techniques that evolved from such brainstorming sessions.

The Seymour supply system comprises four reservoirs arranged in series, each overflowing into the one below it. Storage in the uppermost two (reservoirs 1 and 2) produces water acceptable under the most stringent standards, but between May and September quality of Seymour reservoir 2 traditionally deteriorates to fair to unacceptable. Analysis showed that the cause was destratification with almost complete oxygen depletion by September. Chlorination at the intake or reservoir 1 compounded the problem; the results were disastrous. A simple aeration system installed in reservoir 2 for less than \$6000 not only solved the original problem but also actually improved color and turbidity on a year-round basis.

Well, we’ve seen that the reservoir can be a key to source quality control but what is the key to pollution, or, more correctly, accidental pollution—spills.

The answer—*Field management.*

Water purveyors are responsible for providing that commodity in acceptable condition to their users in all situations. However, management has not generally seen fit to prepare emergency plans for every contingency. Is it because spills have been too few to worry about? Is it that we feel, “It can’t happen to me?” Is it the cost factor?

Whatever the reason, let us look at some crude statistics and then assess the state of the art in dealing with problems. The possibility of chemical contamination from a number of sources is with us in municipal, industrial and other uses. More and more of our public are using the terms toxic, hazardous, dangerous, carcinogenic, teratogenic, mutagenic, and infectious with a significant degree of understanding of the impacts. Actually, though, we are all in a “State of the Art” mode when it comes to dealing with Hazardous/toxic/dangerous materials.

Significant spills of chemicals, oil and other materials have occurred in the past and increasing use of these materials in the United States increases the chance of spills. Including petroleum and radioactive products, 63,000 materials have been identified in the Toxic Substances Control Act for cradle to grave handling. Some 6000 per year are being synthesized. About 70% are subject to transportation spills. The chemicals must be mined, manufactured, formulated, merchandized, transported, used and often disposed. With all of these uses there will be accidents. Someone will leave a valve open. A train will derail. An industry will spill a toxic effluent. Fires will leave toxic residues. A landfill may leach toxics into ground or surface waters.

The possibility of contamination exists in virtually every water source used today. While the relative potential for contamination varies widely from case to case, source contamination is of continuously growing significance. The number of ways a hazardous substance could enter a water source is practically limitless. In most cases the circumstances surrounding the incident prove to be accidental. Many cases of severe contamination can be traced to chemical spills resulting from transportation accidents such as train wrecks, or transmission mishaps such as oil pipelines breaks.

When the spills occur, a contingency plan will frequently change a potential disaster to a mere incident. The accident is not always preventable but entry of the material to a water system is largely avoidable.

Here are the essential system components of an emergency action plan:

Fast Response—the most important component in dealing with emergencies is a fast response. By responding promptly, threats to human health, environmental degradation, and property loss can be minimized.

Experience—scientists and engineers experienced with handling hazardous materials and knowledgeable with respect to the complexities of a hazardous material spill are an integral part of the system.

Leadership—during an emergency it is important to have one person in charge making the decisions. This is necessary to avoid fragmentation, confusion, and duplication of efforts resulting in loss of valuable time or costly mistakes.

Communications—vital to an effective emergency action response. It is important to be able to send and receive information without delay.

Availability—emergency situations, unfortunately, do not keep regular business hours. Consequently, information, equipment and personnel must be available 24 hours a day, 7 days a week.

And coordination—emergency action response for hazardous substances requires the coordination of people, information, and equipment. It is necessary to coordinate cleanup operations, public health and safety measures, liaison with regulatory agencies, and information to and from the emergency site. Often, coordination of all these agencies and operations is more difficult than the response effort itself.

Thus emphasis is placed on planning when natural pollution occurs. And it pays off well in cases of vandalism or terrorism.

Almost without exception, water purveyors have water storage facilities in their systems. Sooner or later these storage facilities could be subject to vandalism, illegal entry, terrorism or sabotage. What can be done to lessen the impact of such activity?

First, a field trip to look at each storage facility is recommended. The utility employee inspecting the site should walk around the perimeter fence with the one thought: how can I break in? In other words, he should think like a vandal. The inspection will reveal several places where entry is easy; even if the fencing is eight feet high with three strands of barbed wire, points of entry will be found, over, under, or around. Guy wires, braces, trees, and vines offer easy hand-holds for climbers, and gaps under fencing where the fence and ground do not meet provide entry. While no fence is absolutely secure, utilities should not make things easy.

With an above-ground storage tank with screened vents and locked access hatches, how good are the screens? Can they be pulled aside easily or cut with a pocket knife? Are the frames held in place by bolts or screws easily removed by a coin used as a screwdriver? Most hatches and access doors are secured by a hasp and padlock. The typical hasp is vulnerable to a prybar, not to mention a more sophisticated tool such as a bolt

cutter or hacksaw. The inspection tour probably will generate a list of weak security points.

Shrubs and trees used to reduce the bare, industrial appearance of a tank site are needed but they should not conceal entrance gates and access ways so that intruders are not visible from the street or surrounding residences. A little judicious trimming may reduce concealed areas, yet not affect overall aesthetics.

After developing a list of weak spots in security, it is time to harden the defences. From a practical standpoint, preventing a determined individual from breaking in is not possible. The best to hope for is to make it difficult for the impulse vandal who just wants to break something.

First, damaged fences and broken locks should be repaired. The locks should be strengthened, perhaps by a protective cover so that they cannot be forced by a prybar or reached with a saw blade. Hasps should not be fastened by wood screws when used on wooden frames but by through bolts; on steel hatches, the hasps should be welded rather than bolted. On vents, the screening, should be of heavy material not easily torn and, if possible, a solid plate installed as a baffle behind the screen so that material thrown or pushed through the screen will be caught before reaching the water. For above-ground tanks, locks are needed on access ladders and stairways. Conduits, pipes, level indicators, and other equipment on the outside of tanks should not provide means for climbing to the roof.

These simple suggestions can improve the security of small closed tanks and reservoirs so that successful impulse break-ins will be greatly reduced. Uncovered reservoirs, however, offer additional problems. Perimeter protection is very important since, once inside, a visitor has easy access to the water. In addition to concern for the safety of the supply, there is the possibility that the unprotected water might be an attractive nuisance creating a legal liability. Also, uncovered reservoirs located close to a public street may be in easy reach of material thrown over the fence.

Vandalism can take different forms. It can consist of physical damage to the structure itself, the inlet and outlet lines, or any of the attendant control facilities. This type of sabotage can result in loss of water supply in the service area but generally a utility is familiar with supply and pressure problems and knows how to deal with them.

A second type of vandalism can involve the stored water itself. There are two possibilities. Supposing an open hatch cover or a damaged screen is discovered. A quick check of the stored water can tell if it has been vandalized because of the color, odor, or turbidity. If so, the stored water cannot be used and must be restored by treatment or discharged to waste. The utility understands the problem and can take steps to correct it. If the water in the distribution system is affected, the utility can act to correct the situation because its personnel know what to look for.

The other possibility is a suspicion that someone has tampered with the stored water but without absolute knowledge of, or what, or how much of anything actually has entered the water. This situation can be of greatest concern. Before a utility is faced with this situation, some advance planning is advisable. Three things to do before the problem occurs are:

1. Field personnel who visit tanks and reservoirs should be trained to be alert for evidence of vandalism. For example, if a hatchway is found open, they should look for bottles, cans, or other containers for fecal matter—anything that would help identify what might have been put into the stored water.
2. If evidence, either actual or circumstantial, indicates the water may have been tampered with,

the facility should be taken out of service. This may pose problems, but if done promptly, it prevents use of possibly hazardous water and allows time to decide how to handle any possible contamination. and,

3. Samples should be obtained from the water supply to the tank, from the stored water, and from the immediate service area of the facility.

What tests should the laboratory then run? Since the utility does not know what, if anything, was put into the tank water, a specific item can't be requested. On the other hand, a complete array of tests is not practical either, unless the utility can do without the use of the reservoir for a long period. If the system can function without the reservoir for an extended period, then the situation is much simpler. But usually the reservoir must be back in service as quickly as possible—within 24 hours.

Since speed is important, the quickest way to determine the condition of the water is by comparing the results of the water samples from the tank with the system and supply waters. As well as physical tests of color, odor, turbidity, others quickly run are conductance, pH, alkalinity. The premise is that something added to the water that is soluble will show up in conductance or pH, and something that would change the appearance or create precipitates would show up on the physical tests.

At this point, if it is mandatory to make a decision as to whether or not the facility can be returned to service, the utility can say "yes" or "no" with reasonable assurance. If the utility manager does not wish to accept the calculated risk and feels something exotic could be present that has not been detected or that chlorine will not control, then draining, cleaning, and refilling is the safest way to go.

The water industry must be aware of the threat of vandalism. The industry should keep in mind that the best protection it can provide for the product is worth every penny in peace of mind and the health and well-being of the customers.

Another area in which planning is critical is in minimizing the effect of natural disasters—for instance, an earthquake.

The East Bay Municipal Utility District is located on the east side of San Francisco Bay where two major active faults cross its service area, two active faults cross its supply aqueducts, and its service area is subject to major ground shaking from the San Andreas fault on the west side of San Francisco. The district must be particularly concerned with preparing for and rapidly recovering from a major earthquake. Other public water utilities subject to earthquake damage can benefit from the district's actions, outlined here, to minimize seismic damage and maximize recovery.

The first broad line of action taken by the district has been to plan for a strong internal repair capability to enable rapid recovery and restoration of service after an earthquake—primarily by utilizing its own repair stock, equipment, and manpower. The planning has assumed that the district can rely on only limited recovery and restoration assistance from other public agencies because of probable damage to neighboring public works facilities. Nevertheless, the district has actively explored cooperation with the state Office of Emergency Services and other utilities, including periodic review and testing of communications, and review of repair supply and rolling stock inventories. Cooperation ranges from stockpiling quick-coupling pipe to locating water tank trucks that can set up emergency water points. Emergency interconnections with neighboring utilities on a shared-cost basis have

been installed at the district's southern boundary and are being developed with a water district to the northeast.

The most effective way to ensure that the distribution system can provide water for firefighting after an earthquake is to maintain an immediately responsive, complete repair capability and adequate valving. This requires construction equipment and well-equipped maintenance trucks, mobile emergency pumps and generators, disinfection chemicals and equipment, good communications, and well-trained and equipped crews to repair broken mains and damaged structures.

Preparation to ensure an adequate supply of water include:

1. Providing facilities to bypass chlorinated raw water at all filter points in case a plant, its equipment, or its processes should fail. In the event of bypass, the water would be chlorinated in standby facilities now in place.
2. Stockpiling of water-treatment chemicals to a reasonable degree so that filter plants could function after an earthquake should chemical deliveries be curtailed.
3. Adopting standard operating rules and procedures to provide maximum readiness in case of earthquake.
4. Improving the anchorage and support of machinery, equipment, and chemical storage tanks to resist seismic forces.
5. Providing well-maintained mobile and stationary communication systems to coordinate damage evaluation and repair. and,
6. Providing alternative electrical and auxiliary power systems to critical operating facilities.

A water utility in earthquake country can survive a major seismic event if the potential for seismic damage is minimized by planning and preparation. Many of the modifications, plans, or practices described here can aid other water utilities in meeting disasters.

However, what if capacity is reduced? How can some water supply be assured? We all know that occasionally, for either planned or unplanned reasons, a water agency may have a temporary breakdown in its system. If this involves a major source of supply, the agency will have to use stored water of other backup sources to meet its needs. In many sections of the United States interagency connections have proven to be important backup sources.

Some water agencies may be reluctant to allow outside agencies to make connections to its water supply source, due to fears of possible future water rights questions and allocations of capacity. However, with properly structured agreements these fears can be laid to rest. In the event of a short-term outage, a little advance planning for an alternative source of supply will give customers a better chance to survive through interagency connections. Although interconnections are no guarantee against water outages, they will in many instances increase the chances of being able to meet water supply commitments to customers.

In conclusion, let me again strike the chord that has been played throughout this entire theme—planning, and, more importantly, management planning.

It is the critical phase in each of the programs I have outlined. With it, major problems become minor difficulties. Without it, major problems become disasters.

C. H. Stanton, Orlando Utilities Commission, Orlando, Florida.

Introduction

Cet exposé traite de la sécurité de la distribution d'eau depuis le contrôle de la qualité jusqu'aux sources de pollution en passant par les accidents, le vandalisme et les désastres naturels.

Son auteur, qui a 35 années d'expérience dans l'industrie, est un ancien Président de l'American Water Works Association—organisation représentant 40.000 gestionnaires, experts-conseils, ingénieurs, spécialistes et fournisseurs aux Etats-Unis, au Canada et au Mexique.

Il est maintenant à la tête d'une société qui, bien que loin d'être la plus grande aux Etats-Unis, est reconnue comme étant d'avant-garde. Ce fait a été reconnu récemment par le gouvernement des Etats-Unis qui a accordé un brevet à l'Orlando Utilities Commission pour les techniques de traitement au carbone qu'elle utilise.

Cet exposé, basé sur des expériences et des connaissances pratiques, montre 'comment faire'. Ce que l'auteur n'a pas mis en oeuvre dans son propre système, il l'a appris de ses collègues partout aux Etats-Unis.

Il définit dans son exposé les difficultés à adhérer aux normes gouvernementales, freins plutôt que stimulants, indiquant une méthode pratique pour avoir un contrôle de qualité bon marché de l'eau, esquissant le besoin d'un planning de la gestion de la sécurité, répondant aux questions soulevées dans le cas de débordements importants et considérant les mesures à prendre en cas de catastrophes naturelles.

C'est en fait un article sur la technologie de la sécurité la plus moderne qui décrit les techniques qui peuvent utilement être employées par les cadres d'une entreprise s'occupant de distribution d'eau.

Pour parler utilement de la sécurité dans la distribution de l'eau, sujet ayant un champ d'action presque aussi vaste que l'industrie de la distribution de l'eau dans son ensemble, il faut considérer le contrôle de la qualité, la pollution accidentelle aussi bien que volontaire des sources d'eau et des réserves, la protection contre les dégâts—en fait une combinaison de toutes les méthodes utilisées pour maintenir la confiance du public.

En ce qui concerne le contrôle de la qualité, il est évident que les inquiétudes relatives aux qualités sanitaires de l'eau potable sont plus vives que les inquiétudes liées à des impressions. S'il y a un conflit pour décider s'il faut protéger le public d'une inquiétude réelle ou d'une inquiétude liée à une impression, la priorité doit porter sur l'inquiétude réelle.

Les règlements qui ne sont pas absolument essentiels pour protéger la santé publique constituent un obstacle pour le programme général qui cherche à assurer une distribution d'eau potable au public. Ils consomment du temps que les services pourraient autrement consacrer à des affaires vitales. Ajouter sans cesse de plus en plus de règlements superflus ne peut que porter atteinte à la protection réelle de la santé publique.

Lorsque le Congrès des Etats-Unis vota en 1974 la Loi sur l'Eau Potable, peu d'exigences techniques supplémentaires furent imposées. En premier lieu, l'effet de la Loi fut de changer certains procédés administratifs en imposant des comptes-rendus plus fréquents aux organismes de contrôle et une notification publique de problèmes possibles sur la qualité de l'eau. Bien que certains administrateurs aient craint qu'une notification publique de problèmes de fonctionnement isolés, n'ayant aucun effet direct sur la santé du public, pourrait effrayer indûment les clients et éroder leur confiance dans la sécurité de l'eau potable,

la plupart considèrent cette notification comme un défi de plus pour fournir des informations supplémentaires au public sur la qualité de leur produit. L'éducation du public devint donc un des buts pressants des services des eaux.

Du point de vue technique, un débat fut initié qui allait occuper la plus grande partie de notre énergie vers la fin des années '70 et qui promet de continuer de même pendant fort longtemps encore. Ce débat a lieu dans les milieux scientifiques autant que sur la place publique. Le but de ce débat est de savoir comment traiter des substances potentiellement nuisibles trouvées non seulement dans l'eau potable mais aussi dans l'air et dans presque toutes les sources d'aliments. Il semble peu probable que nous puissions développer une solution strictement scientifique à ce problème. Il faudra certainement donner des renseignements bien plus fournis sur l'effet de ces substances sur la santé de l'espèce humaine. Cependant le fait est qu'une société sans risques ne peut exister. Une fois que cette philosophie est acceptée et qu'un degré de risque approuvé a été établi, nous pouvons nous permettre de re-évaluer la qualité de l'eau potable que nous fournissons.

Il existe aussi des problèmes importants à long terme qui requièrent que les services utilisent mieux les ressources en eau disponibles.

L'Etat de Connecticut, par exemple, a développé des mesures simples, bon marché et permanentes qui peuvent améliorer de façon significative la qualité de la ressource d'eau réduisant ainsi le coût du traitement.

Les exemples donnés ici peuvent ne pas être directement applicables aux autres services, mais ils peuvent suggérer d'autres solutions pour les nouvelles installations qui coûtent des millions et des millions de dollars. Si une technique expérimentale réduit légèrement la dimension finale d'une installation, si elle élimine une étape du traitement ou si elle ne fait qu'assurer une certaine uniformité dans la qualité de l'eau livrée à l'installation, elle constitue un succès. Les installations de traitement ne résolvent pas en elles-mêmes tous les problèmes de la qualité de l'eau.

Avant d'établir des plans, le problème en vue doit être analysé à fond pour exposer les causes fondamentales. Cette étape est trop souvent omise, ce qui fait que les symptômes sont traités mais non la maladie elle-même. Par exemple, une forte couleur et une turbidité prononcée peuvent venir d'une parmi plusieurs conditions ou d'une combinaison de conditions. Si la cause vient de la stratification et de la réduction anaérobie de métaux, une simple aération du réservoir peut résoudre le problème. Mais s'il s'agit de suspensions d'argile et de terre, il faudra peut-être obtenir une meilleure sédimentation ou même construire toute une installation de traitement. Pour obtenir un planning sérieux, il faut examiner autant d'idées que possible avant de s'engager. Un modèle sophistiqué sur ordinateur peut fournir des réponses rapides, mais une séance de brainstorming 'vieux jeu' entre ingénieurs, spécialistes et opérateurs, constitue encore une technique productive et pratique pour résoudre les problèmes.

Je vais décrire un système de réservoir où les principaux problèmes furent résolus grâce à une analyse poussée et à des techniques de traitement simple venant de séances de brainstorming de ce genre.

Le système de distribution Seymour est formé par quatre réservoirs disposés en série, chacun déversant dans le réservoir inférieur. L'accumulation dans les deux réservoirs supérieurs (1 et 2) fournit de l'eau acceptable suivant les normes les plus astreignantes, mais entre mai et septembre la qualité du réservoir Seymour 2

passer traditionnellement de Passable à Non Acceptable. Une analyse a montré qu'avant le mois de septembre il y avait déstratification avec épuisement quasi complet d'oxygène. Une chloration à l'admission du Réservoir 1 aggrava le problème. Un système d'aération simple installé au Réservoir 2 pour moins de 6000\$ a non seulement résolu le problème mais a aussi amélioré en permanence la couleur et la turbidité.

Nous avons donc vu que le réservoir peut constituer la clef du contrôle de la qualité de la source mais quelle est la clef pour la pollution, ou, plus exactement, pour la pollution accidentelle—les accidents.

La réponse: la gestion sur le terrain.

Les fournisseurs d'eau sont tenus de fournir un service acceptable à leurs usagers en toutes circonstances. Cependant la direction n'a pas estimé en général qu'il était nécessaire de préparer des plans d'urgence pour toutes les éventualités. Est-ce parce que le nombre d'accidents a été trop faible pour susciter de l'inquiétude? Est-ce parce que nous pensons que "Cela n'arrive qu'aux autres"? Est-ce le facteur coût?

Quelle qu'en soit la raison, examinons quelques statistiques rudimentaires puis regardons l'état actuel des connaissances permettant de traiter ces problèmes. Les municipalités, les industries, etc. créent des risques de contamination chimique de divers types. De plus en plus de personnes emploient les termes toxique, nocif, dangereux, cancérigène, tératogène, mutagène et contagieux, en se rendant bien compte des effets produits. Cependant, nous sommes tous, en fait, en train d'apprendre lorsqu'il s'agit de matériaux hasardeux, toxiques, dangereux.

Des déversements considérables de produits chimiques, de pétrole et autres substances ont eu lieu dans le passé et l'utilisation toujours plus grande de ces substances aux Etats-Unis augmente les risques d'accidents. Dérivés du pétrole et produits radio-actifs compris, 63.000 substances sont identifiées dans la Loi sur le Contrôle des Substances Toxiques pour manutention spéciale. 6000 produits environ sont synthétisés tous les ans. 70% environ risquent des versements pendant le transport. Il faut exploiter, fabriquer, formuler, vendre, transporter, utiliser et souvent disposer des produits chimiques. A chaque stade il peut y avoir un accident. Quelqu'un laisse une soupape ouverte. Un train peut dérailler. Une industrie déversera un effluent toxique. Des incendies laisseront des résidus toxiques. Un remblayage peut laisser filtrer des produits toxiques dans les eaux superficielles ou souterraines.

La possibilité d'une contamination existe pratiquement dans toutes les sources d'eau utilisées aujourd'hui. Alors que le potentiel relatif de contamination varie beaucoup suivant les cas, la contamination des sources prend de plus en plus d'importance. Les diverses façons qui existent pour qu'une substance nocive pénètre dans une source d'eau sont pratiquement illimitées. Dans la plupart des cas les circonstances donnant lieu à l'incident s'avèrent être accidentelles.

Un grand nombre des cas de contamination violente proviennent de décharge: de produits chimiques lors d'un accident en cours de transport: déraillement de train ou accident tel que rupture d'un pipeline.

Lorsqu'il y a déversement d'une substance nocive, un plan en cas d'imprévu assurera fréquemment qu'un désastre possible demeure un simple incident. L'accident ne peut pas toujours être empêché mais la pénétration de la substance dans un système d'eau peut souvent être évitée.

Voici les caractéristiques essentielles d'un plan d'action en cas d'urgence:

Une réaction rapide—le plus important lors d'un cas d'urgence c'est de réagir rapidement. En ce faisant, les

menaces pour la santé des humains, de dégradation de l'environnement et de perte de biens peuvent être minimisées.

De l'expérience—les spécialistes et les ingénieurs habitués à manutentionner des matériaux dangereux et connaissant les complexités d'un déversement d'une substance nocive font partie intégrale du système.

Le commandement—En cas d'urgence il est essentiel d'avoir un responsable qui prend les décisions. Ceci est nécessaire afin d'éviter la fragmentation, la confusion, le doublement des efforts qui entraîneraient une perte de temps ou entraîner des erreurs coûteuses.

Les communications—essentielles pour réagir rapidement et efficacement en cas d'urgence. Il est essentiel de pouvoir envoyer et recevoir des informations sans retard.

La disponibilité—les cas d'urgence, malheureusement, ne tiennent pas compte de l'heure. Il faut donc avoir du personnel, un service d'information et le matériel nécessaire disponibles 24 heures sur 24, 7 jours par semaine.

Et la coordination—une réponse active en cas d'urgence concernant des substances nocives nécessite la coordination entre les personnes, l'information et le matériel. Il faut coordonner les opérations de nettoyage, les mesures prises pour la sécurité et la santé publique, la liaison avec les agences régulatrices et l'information venant de et allant au site en question. Souvent la coordination de toutes ces agences et opérations est plus complexe que la réponse elle-même.

Donc essentiellement il faut un bon planning lorsqu'il y a pollution naturelle. Et le planning est utile aussi en cas de vandalisme ou de terrorisme.

Presque tous les fournisseurs d'eau, sans exception, ont des installations de stockage d'eau dans leurs systèmes. A plus ou moins brève échéance, ces facilités de stockage pourraient souffrir de vandalisme, d'entrée illégale, de terrorisme ou de sabotage. Que peut-on faire pour réduire l'effet d'une telle activité?

En premier lieu, il est recommandé d'inspecter les lieux pour regarder toutes les facilités de stockage. L'employé du service qui inspecte les lieux devrait contourner la clôture périphérique en gardant une idée en tête: comment pourrais-je m'introduire ici par effraction? C'est-à-dire qu'il lui faut penser en se mettant à la place d'un vandale. L'inspection montrera plusieurs endroits donnant un accès facile; même si la clôture a près de trois mètres de hauteur et trois torons de fil de fer barbelé, des points d'accès existeront, par-dessus, par-dessous ou autour. Des fils de hauban, des attaches, des arbres et des vignes offrent des prises faciles aux grimpeurs, et des espaces sous la clôture lorsque la clôture et le sol ne se touchent pas permettent d'avoir accès. Bien qu'aucune clôture ne puisse être absolument sûre, il ne faut pas que les services facilitent les choses.

Avec un réservoir de stockage à la surface, avec des prises d'air blindées et des panneaux d'accès verrouillés, que vaut le blindage? Comment peut-on l'écarter ou le couper? Est-ce que les cadres sont maintenus en place avec des boulons ou des vis pouvant être enlevés avec une pièce de monnaie servant de tourne-vis? La plupart des panneaux et des portes d'accès sont retenus avec un loquet et un cadenas. Le loquet typique ne résiste pas à un levier, encore moins à un outil sophistiqué tel qu'un coupe-boulons ou une scie à métaux. La tournée d'inspection produira sans doute une liste des points de sécurité faibles.

Il faut avoir des buissons et des arbres servant à réduire l'aspect industriel, nu, d'un emplacement de réservoir mais ils ne doivent pas cacher des grilles d'entrée et des voies d'accès de sorte que les intrus ne soient pas visibles de la rue ou des résidences

avoisinentes. Un peu de taille judicieuse peut réduire les endroits cachés sans affecter l'apparence esthétique générale.

Ayant développé une liste des points de sécurité faibles, il faut durcir les défenses. D'un point de vue pratique, il n'est pas possible d'empêcher à un individu résolu de s'introduire par effraction. Tout ce que l'on peut espérer c'est de rendre la chose plus difficile pour un vandale impulsif qui souhaite simplement casser quelque chose.

Tout d'abord, il faut faire réparer les clôtures endommagées et les serrures cassées. Il faut renforcer les serrures, peut-être avec un convercle de protection pour qu'elles ne puissent être forcées avec un levier ou atteintes avec la lame d'une scie. Il ne faut pas fermer un loquet avec des vis en bois si le cadre est en bois mais avec des boulons libres; avec des panneaux en acier, il faut souder plutôt que boulonner les loquets. Sur les prises d'air, le blindage doit être en un matériau lourd difficile à déchirer et, si possible, une plaque solide doit être installée comme cloison derrière le blindage de façon à ce que tout ce qui est jeté ou poussé à travers le blindage soit attrapé avant d'atteindre l'eau. Pour les réservoirs à la surface il faut avoir des verrous sur les échelles et escaliers d'accès. Les canalisations, les tuyaux, les indicateurs de niveau et autre matériel à l'extérieur des réservoirs ne doivent pas fournir des moyens de grimper sur le toit.

Ces simples suggestions peuvent améliorer la sécurité de petits réservoirs fermés et réduire fortement les effractions réussies faites sur un coup de tête. Néanmoins les réservoirs non recouverts soulèvent d'autres problèmes encore. La protection du périmètre est très importante puisque, une fois à l'intérieur, un visiteur accède facilement à l'eau. En plus de l'inquiétude sur la sécurité de l'arrivée d'eau, il y a la possibilité que l'eau non-protégée puisse être attrayante et poser des problèmes de responsabilité juridique. Et des réservoirs non-couverts qui se trouvent près d'une rue publique peuvent facilement recevoir des objets jetés par-dessus la clôture.

Le vandalisme peut se manifester de diverses façons. Il peut consister en des dégâts physiques faits à la structure même, aux conduites d'admission et de sortie, ou à une des installations de contrôle s'y rapportant. Ce genre de sabotage peut entraîner un arrêt de la distribution d'eau dans la zone à desservir mais généralement le personnel connaît la distribution et la pression et sait comment traiter les problèmes qui peuvent survenir.

Un autre genre de vandalisme peut affecter le stockage d'eau même. Il ya deux possibilités. Supposons que l'on découvre un couvercle de panneau couvert ou un blindage endommagé. Une vérification rapide de l'eau stockée montre si elle a été vandalisée en regardant la couleur, l'odeur ou la turbidité. Dans un tel cas, cette eau ne peut être utilisée et doit être traitée ou éliminée comme déchet. Le personnel comprend ce problème et peut agir pour y remédier. Si l'eau du système de distribution n'est pas affectée, le personnel peut agir pour corriger la situation car il sait ce qu'il faut rechercher.

L'autre possibilité vient du soupçon que quelqu'un a touché à l'eau stockée mais sans savoir exactement quoi ou combien et quelque chose a pu de fait entrer dans l'eau. Cette situation peut causer de grandes inquiétudes. Avant qu'un service n'ait à faire face à une telle situation, il est prudent de tirer des plans d'avance. Trois choses à faire avant que le problème n'ait lieu sont:

1. Le personnel sur place qui examine les réservoirs et les citernes doit être formé pour déceler des preuves de vandalisme. Par exemple, si une entrée des panneaux est trouvée ouverte, il doit rechercher

s'il y a des bouteilles, des bidons ou autres containers ou des matières fécales—quoi que ce soit qui puisse aider à identifier ce qui a pu être mis dans l'eau stockée.

2. S'il y a des preuves, directes ou indirectes, indiquant que l'eau a pu être altérée, il faut mettre l'installation hors de service. Ceci peut poser des problèmes, mais en agissant rapidement, cela empêche l'utilisation d'eau dangereuse et donne du temps pour décider de la façon dont il faut traiter toute contamination possible.

et

3. Il faut obtenir des échantillons de la distribution d'eau au réservoir, de l'eau stockée et de la zone de service la plus proche de l'installation.

Quels sont alors les essais à effectuer en laboratoire? Le service ne sachant pas si quelque chose, ou rien, n'a été mis dans l'eau du réservoir, on ne peut spécifier un essai particulier. Mais une gamme complète d'essais n'est pas chose pratique non plus, à moins que le service ne puisse se passer du réservoir pendant une longue période. Si le système peut fonctionner sans le réservoir pendant une période prolongée, la situation est alors beaucoup plus simple. Mais il faut généralement remettre le réservoir en service aussi rapidement que possible—en tout cas dans les 24 heures.

La vitesse étant importante, la façon la plus rapide pour déterminer l'état de l'eau consiste à comparer les résultats des échantillons de l'eau venant du réservoir avec les eaux de distribution du système. En plus des essais physiques sur la couleur, l'odeur, la turbidité, d'autres essais pouvant se faire rapidement sont des essais de conductivité, de pH, d'alcalinité. La prémisses est que quelque chose de soluble ajoutée à l'eau se révélera dans la conductivité, ou le pH, et quelque chose qui changerait l'aspect ou créerait des précipités se révélerait lors des essais physiques.

Ici, s'il est impératif de prendre une décision sur la remise en service ou non de l'installation le service peut dire "Oui" ou "Non" avec une certaine assurance. Si le directeur du service ne veut pas accepter un risque calculé et pense que quelque chose d'anormal pourrait être présent qui n'a pas été décelé ou que le chlore ne peut contrôler, alors le mieux est de drainer, de nettoyer et de remplir à nouveau le réservoir.

L'industrie de l'eau doit être consciente de la menace de vandalisme. L'industrie doit bien se rappeler que la meilleure protection qu'elle peut fournir pour le produit vaut son pesant d'or en tranquillité d'esprit, en santé et en bien-être des consommateurs.

Un autre domaine où le planning est essentiel consiste à minimiser l'effet des désastres naturels—un tremblement de terre par exemple.

L'East Bay Municipal Utility District se trouve à l'est de la Baie de San Francisco où deux failles actives d'importance traversent son champ d'activité, deux failles actives traversent les aqueducs de distribution, et son champ d'activité est sujet à des mouvements de sol considérables de la faille de San Andreas à l'ouest de San Francisco. Le district doit s'occuper tout particulièrement des aspects de protection, et des mesures d'urgence à prendre en cas de tremblement de terre important. D'autres services d'eau publics courant le risque de dégâts venant de tremblements de terre peuvent profiter des mesures prises par le district—et esquissées ici—pour minimiser les dégâts sismiques et optimiser le rétablissement de la situation.

En premier lieu le district a tiré des plans pour avoir un fort potentiel de réparation permettant la restauration du service et de la distribution après un tremblement de terre—en utilisant essentiellement son propre stock de

réparation, son matériel et sa main d'oeuvre. Le planning a estimé que le District ne pourrait compter que sur une aide limitée d'autres services publics à cause du dégât probable affectant leurs propres installations. Cependant le District a exploré activement une coopération avec le Bureau des Services d'Urgence et autres services de l'Etat, revue périodique et essais des communications inclus, ainsi que revue des inventaires des moyens de réparation, et du matériel roulant. La coopération va du stockage de tuyauteries à accouplement rapide à la connaissance de l'emplacement de wagons-citernes d'eau pouvant être mis en place en cas d'urgence. Des interconnexions d'urgence avec des services avoisinants sur une base de partage des coûts ont été placées à la limite sud du District et sont en train d'être développées avec un district d'eau au Nord-Est.

La façon la plus efficace pour assurer que le système de distribution pourra fournir de l'eau pour combattre les incendies après un tremblement de terre est de maintenir une possibilité de réparation complète et d'utilisation immédiate, avec suffisamment de soupapes. Ceci nécessite du matériel de construction et des camions d'entretien bien équipés, des pompes de secours et des générateurs mobiles, des produits chimiques et du matériel pour désinfecter, de bonnes communications et des équipes bien formées et bien outillées pour réparer les conduits cassés et les structures endommagées.

Les préparatifs pour assurer une distribution d'eau adéquate comprennent:

1. La fourniture de services pour mettre hors circuit l'eau non-traitée chlorée à tous les points de filtration dans le cas où une installation, le matériel ou le traitement tomberait en panne. En la mettant ainsi hors-circuit, l'eau serait chlorée dans des installations auxiliaires maintenant en place.
2. Constituer des stocks de réserve de produits chimiques pour le traitement de l'eau en quantités suffisantes pour que les installations de filtration puissent fonctionner après un tremblement de terre si les livraisons de produits chimiques étaient réduites.
3. Adopter des règlements et des procédures de fonctionnement standard pour être aussi prêt que possible en cas d'un tremblement de terre.
4. Améliorer l'ancrage et le soutènement des

machines, du matériel et des réservoirs de stockage de produits chimiques afin de résister aux forces sismiques.

5. Fournir des systèmes de communications bien entretenus, mobiles et stationnaires, pour coordonner l'évaluation et la réparation des dégâts. et
6. Fournir des systèmes électriques et d'énergie auxiliaire secondaires.

Un service des eaux dans un pays sujet à des tremblements de terre peut échapper à un séisme important avec un planning et une préparation minimisant le potentiel de dégât sismique. Nombre des modifications, des plans ou des pratiques décrits ici pourront aider d'autres services des eaux à faire face à des désastres.

Mais si la capacité se trouve réduite? Comment assurer une faible distribution d'eau? Nous savons tous que parfois, pour des raisons prévues ou non prévues, une agence d'eau peut tomber en panne. Si ceci implique une source importante de distribution, l'agence devra avoir recours à de l'eau stockée ou à une autre source d'aide pour faire face à ses besoins. Dans bien des sections des connexions inter-agences aux Etats-Unis se sont révélées constituer des sources d'aide importantes.

Certaines agences d'eau peuvent hésiter à permettre à des agences extérieures d'effectuer des branchements sur leur réseau de distribution d'eau par crainte de possibles problèmes juridiques futurs, et des allocations de capacité. Cependant, avec des accords convenablement étudiés, ces craintes peuvent être surmontées. En cas d'interruption à court terme, une programmation basée sur une autre source de distribution donnera plus de chance aux clients de survivre par l'entremise des connexions inter-agences. Bien que les interconnexions ne constituent pas une garantie contre les pertes d'eau, dans bien des cas elles augmenteront les chances de pouvoir fournir l'eau nécessaire aux clients.

Pour terminer, laissez moi insister encore une fois sur le thème évoqué en permanence—le planning, et, surtout, le planning au niveau de la direction.

C'est la phase critique pour chacun des programmes que j'ai traité. Avec un bon planning, les grands problèmes deviennent de petites difficultés. Sans ce planning, les grands problèmes deviennent des désastres.

Michel Dutang, Compagnie Générale des Eaux, 52 rue d'Anjou, 75008 Paris, France.

Les aspects "technologiques" de la sécurité de l'alimentation en eau sont depuis longtemps maîtrisés par les Distributeurs d'eau qui ont su assez vite améliorer la fiabilité de leurs installations au moyen de dispositifs de secours désormais très classiques (réservoirs, intercommunications, redondance des systèmes de pompes . . .).

Par contre la sécurité de l'alimentation en eau face aux risques de pollutions accidentelles n'a été spécifiquement prise en compte que de manière très récente.

De façon à répondre efficacement à cette nouvelle préoccupation, l'auteur décrit un certain nombre de méthodes déjà mises en oeuvre, en particulier sur les rivières de la Région Parisienne:

La première démarche a consisté à évaluer le plus précisément possible les risques:

- la probabilité d'occurrence d'accident a été évaluée lors des visites systématiques des sites

potentiellement dangereux (usines, stations d'épuration, lieux de stockage . . .)

- le classement de ces sites par ordre de probabilité d'accident est ensuite pondéré de façon à tenir compte de la gravité des accidents potentiels: ce second classement crée une échelle des risques encourus par le milieu naturel.

Une nouvelle pondération est intervenue au dernier stade de l'évaluation des risques:

- il s'agissait en effet de tenir compte du comportement hydrodynamique de la rivière de façon à mesurer l'impact réel des accidents potentiels au niveau des prises d'eau.

Cette dernière opération sur le terrain est effectuée par injection d'un colorant simulant les nappes de pollution. Des expériences effectuées à partir des sites les plus dangereux ont montré l'importance fondamentale, dans l'évaluation globale du risque, de la

position géographique des sources potentielles d'accident.

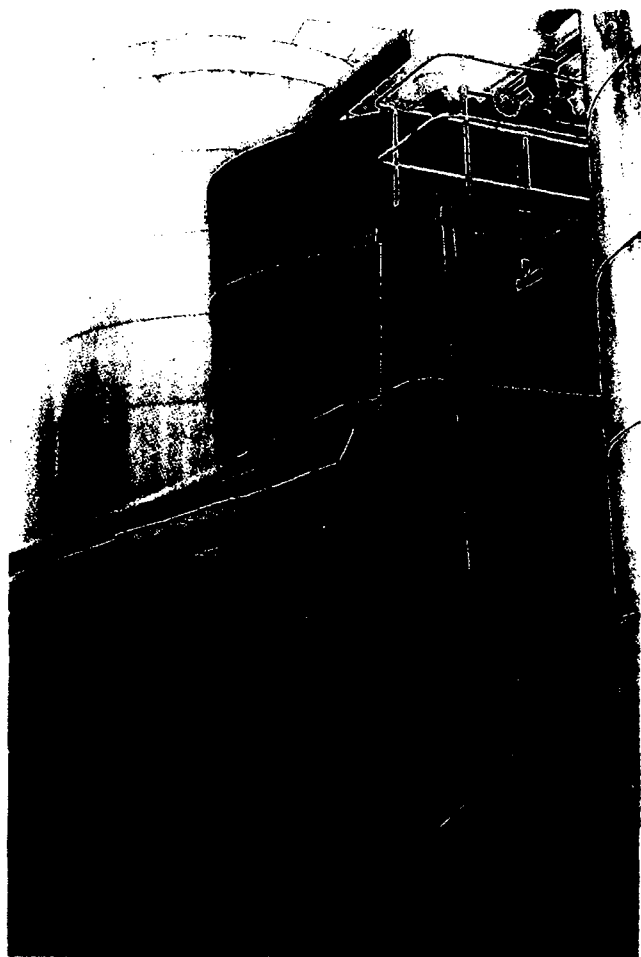
La seconde démarche, actuellement en cours, consiste à générer un calendrier des actions prioritaires à engager de façon à diminuer les risques encourus.

Deux types d'action sont engagés:

- au niveau des sites industriels les plus gênants
- au niveau des installations de production d'eau potable.

Un certain nombre de dispositifs de sécurité ont déjà pu être mis en place. Ces dispositifs sont décrits: ils vont des systèmes de rétention dans les stockages industriels aux dispositifs d'analyses automatiques en passant par la création dans les usines de production d'eau potable de stockages de "réactifs de crise".

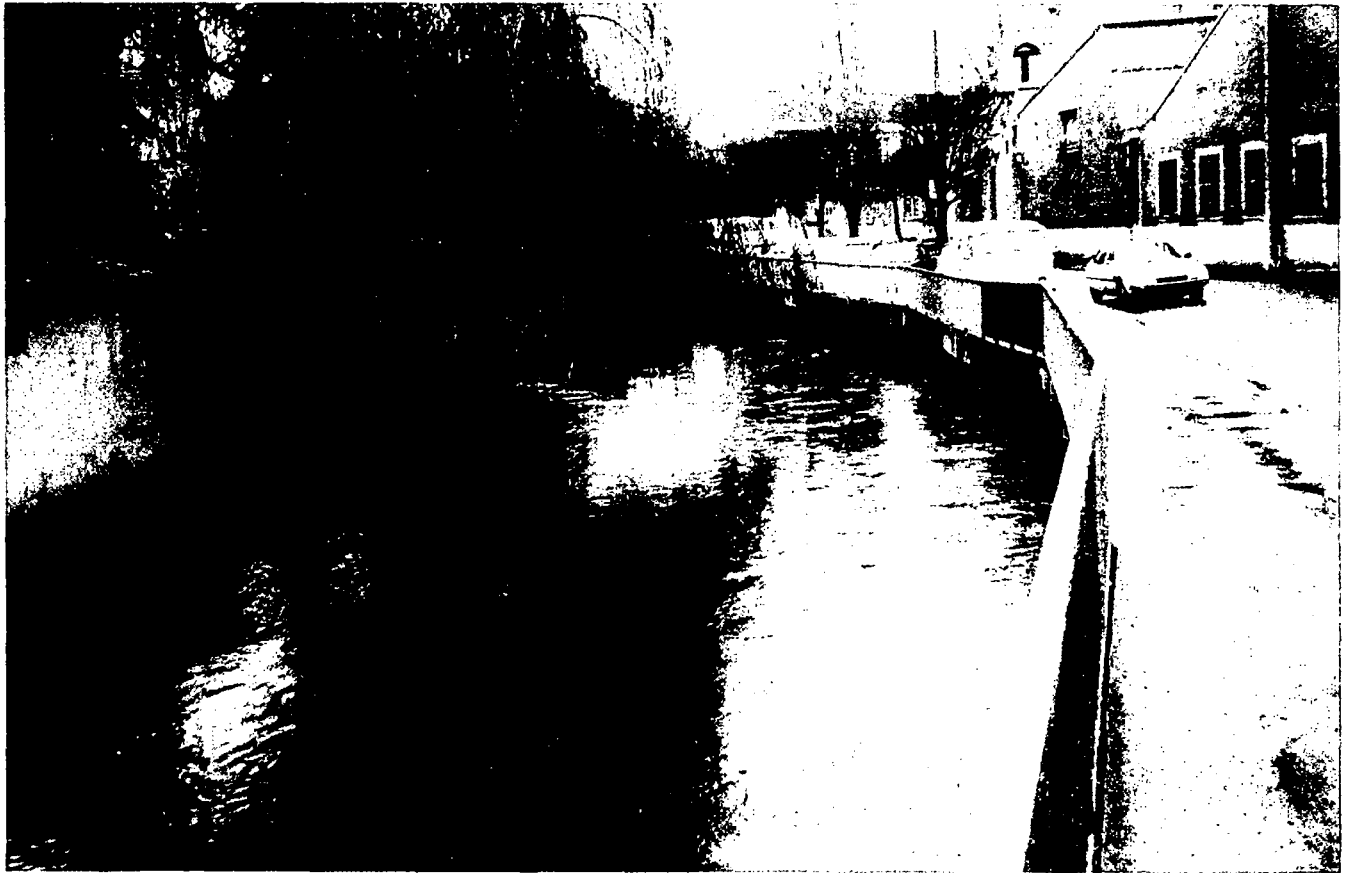
Une première étude de ce type a été effectuée dans le bassin de la Seine. Outre les aspects techniques fondamentaux décrits ci-dessus, elle a permis de faire naître entre les différents usagers et services administratifs concernés une véritable conscience de Bassin, préalable absolument nécessaire à une amélioration de la Sécurité Globale en Eau d'une Région.



Un stockage accidenté



Un stockage potentiellement dangereux



Oération de traçage sur l'Essonne, dans les rivières de plaine, le mélange, des polluants se fait très lentement et affecte préférentiellement une rive pendant une longue distance



Station de détection automatique de la pollution

Water is an unquestionable good to be provided without discontinuities and with maximum potability warranties. These two fundamental characteristics, namely continuity and sanitary warranty, condition water intake, treatment and distribution facilities which have to be provided to solve every emergency.

This study analyzes protection and warning systems along the Llobregat river, in the mouth of which is located the Potable Water Plant of Barcelona. These control systems, which are connected, do give advance warning of the characteristics of the water to be treated, as well as the eventual or toxic pollutions which can occur, allowing precise decisions to be taken in each case. It is intended to implement the system with a computer to analyze the water quality data from the control centres. This data treated in time and space will allow greater knowledge of the more significant parameters of surface water quality at the inlet of the Treatment Plant long before the water is withdrawn from the river.

The control centres (10 actually installed and

working, 3 under test) are equipped with automatic water samplers which keep the sample in a low temperature. Parameters systematically analyzed and logged are temperature, pH, redox potential, conductivity, turbidity, dissolved oxygen, chlorides potential, ammonia, flow, and following a reasonable testing period, hexavalent chromium, cyanid compounds and others.

From this microcomputer, statistical or other instructions can be elaborated, like setting margins for the oscillation of parameters with warning signals if pre-established margins are reached.

There has been a complementary economic survey evaluating the cost of the manpower needed for surveillance and control, and equipment conservation and maintenance.

Alternatives to replace non potable or "non treatable" water, with water previously stored underground (by recharge) in the subsurface, or coming from other sources, have been studied. Optimization of the solution to adopt is the final objective of the project.

Prof. Angelo Zanovello (Italie)

En général la quantité d'eau disponible d'une ressource varie d'une façon essentiellement systématique durant l'année et aléatoire d'une année à l'autre. C'est dans la période sèche et chaude de l'année que l'on a généralement des problèmes de fiabilité.

Dans la fig. 1 on a représenté un modèle de distribution de probabilité des valeurs minimum x de la disponibilité d'eau durant cette période. Les courbes d'isoprobabilité sont à peu près parallèles et elles ont l'allure de la courbe chronologique respective moyenne.

La probabilité des valeurs égales ou inférieures à x (probabilité totale) au temps τ est donc donnée par une fonction $P(x, \tau)$. Les valeurs plus petites de x correspondent évidemment aux valeurs plus basses de

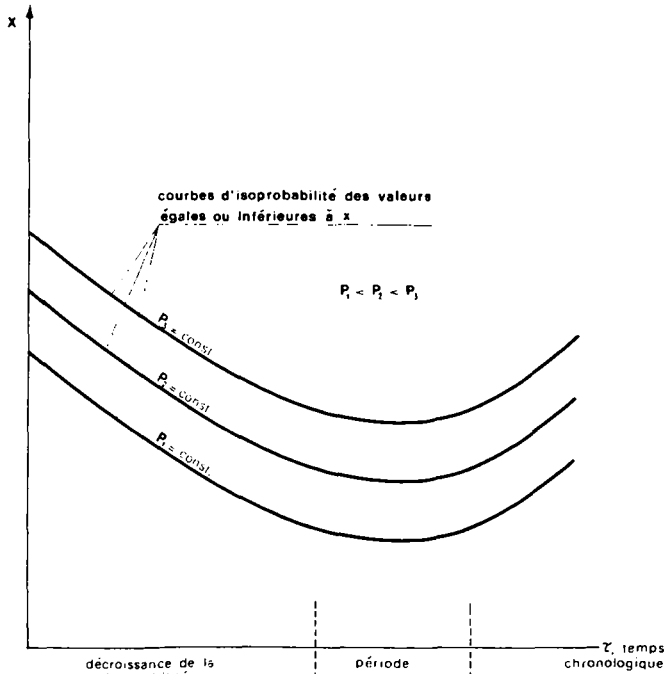


Fig. 1. Distribution de Probabilité des Valeurs Minimum d'une Ressource Durant la Période Sèche.

$P(x, \tau)$ (événements rares). Le risque de défaillance s'exprime comme probabilité de ne pas satisfaire entièrement la demande d'eau nécessaire. On doit toutefois observer que ce risque peut arriver seulement durant l'époque hydrologique critique; Si l'on fait référence seulement au temps $\tau = \tau_{critique}$ la fonction $P(x, \tau)$ se réduit à $P(x)$; elle exprime alors la probabilité des valeurs égales ou inférieures à x durant la période

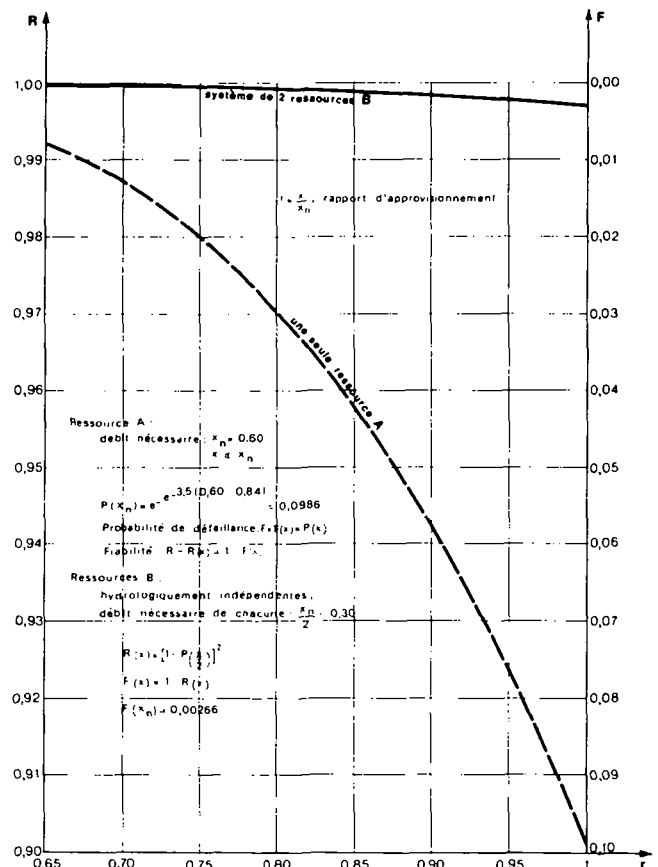


Fig. 2. Comparaison de la Fiabilité d'un Système de 2 Ressources Avec Celle d'une Seule Ressource.

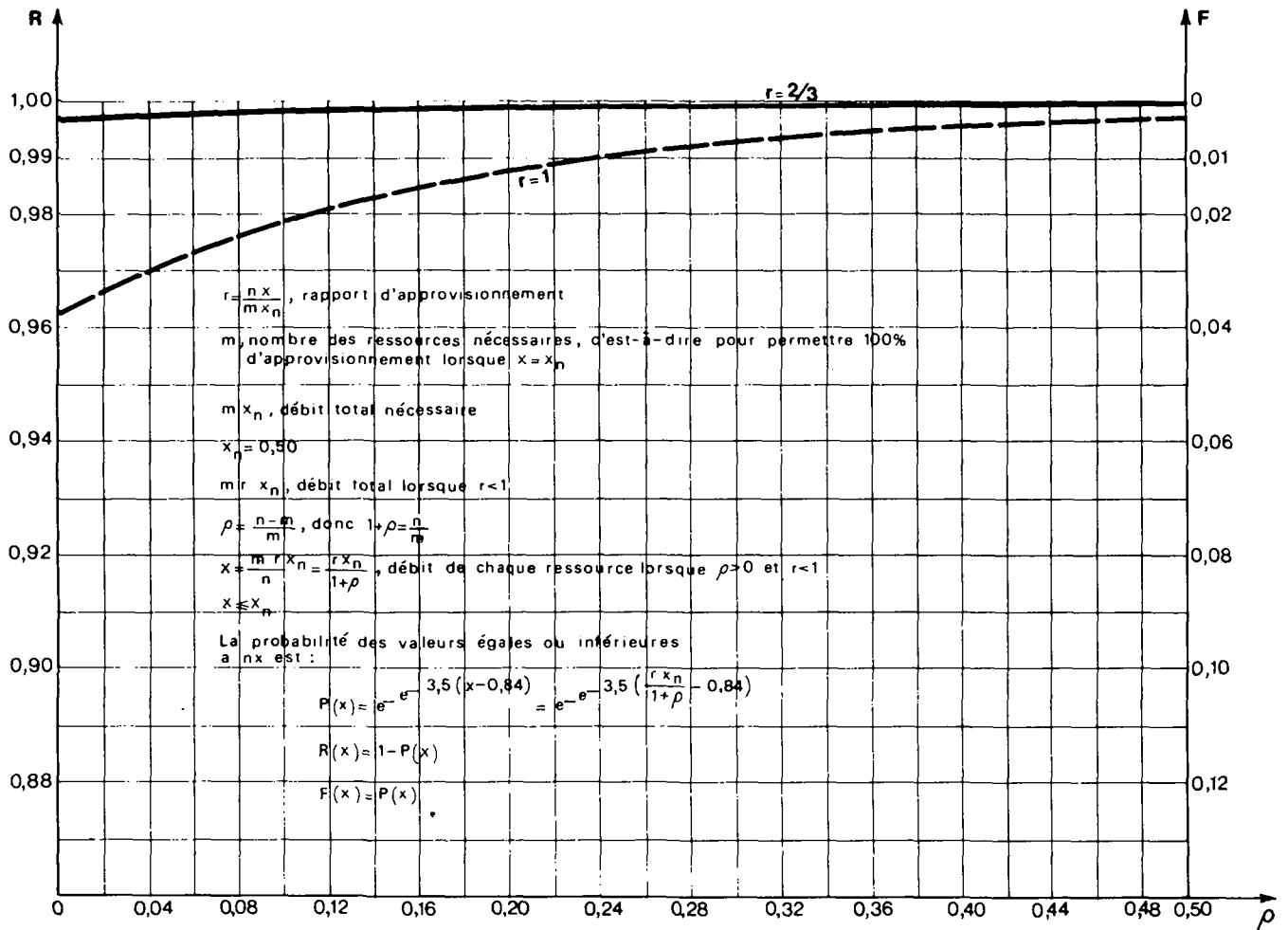


Fig. 3. Effet Redondance dans un Système de N Ressources Egales et Ayant le Même Regime.

critique. A ce but on peut employer la formule de Gumbel:

$$P(x) = e^{-e^{-K(x - x_0)}}$$

Dans les exemples qui suivront on adoptera $K = 3,50$ et x_0 , valeur modale, égale à $0,84$. Les x seront exprimées en nombre sans dimension, c'est-à-dire qu'elles seront égales au rapport entre la variable réelle et la moyenne réelle de la série multiannuelle des valeurs observées.

La fiabilité de l'approvisionnement est basée surtout sur la réduction du taux d'exploitation de chaque ressource et par conséquent sur la multiplication des ressources utilisables.

Il en résulte une plus basse probabilité d'avoir des disponibilités insuffisantes. L'exemple très simple développé dans la fig. 2 le montre bien. Le passage d'une à deux ressources produit, dans l'hypothèse adoptée, une diminution de risque très sensible: de 9,75% à 0,44% dans le cas que rapport r d'approvisionnement soit égal à 1. L'effet est d'autant plus favorable que plus nombreuses sont les ressources. On montre aussi que des rapports r inférieurs à 1 procurent des diminutions ultérieures de risque.

On peut ajouter une autre mesure, celle de redondance. Elle est obtenue au moyen de l'addition de $n-m$ ressources outre les m nécessaires. On représente le numéro de redondance par la:

$$q = \frac{n - m}{m}$$

Pour montrer le seul effet redondance, dans

l'exemple de la fig. 3 on n'a pas réduit le taux d'exploitation et on a fait l'hypothèse que toutes les

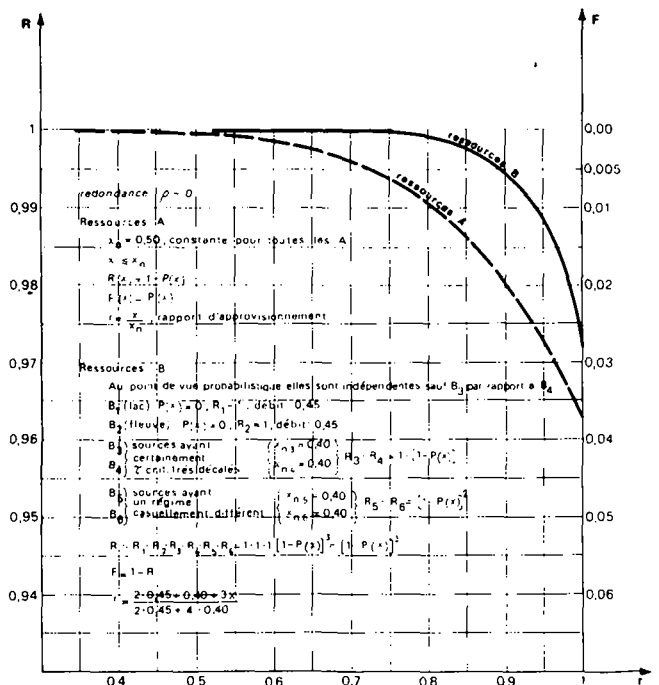


Fig. 4. Comparaison de la Fiabilité d'un Groupe de Ressources a Ayant le Même Régime Avec Celle d'un Système de 6 Ressources B Ayant Entr'elles types et Regimes très Différents.

ressources soient égales et dépendantes des mêmes facteurs hydrologiques et donc aient aussi simultanément les mêmes valeurs critiques.

Enfin d'autres mesures très efficaces sont le choix de ressources ayant des comportements hydrologiques différents et le choix de ressources ayant des disponibilités très élevées (lacs, fleuves, grandes nappes).

La condition plus favorable pour les premières est

l'occurrence en temps différents des périodes critiques respectives.

Les secondes donnent lieu pratiquement à $P(x) = 0$. Dans la fig. 4 on a fait la comparaison d'un groupe de ressources à régime identique avec un système de ressources les plus diverses.

Les critères que l'on a illustrés ont été appliqués dans la planification des services de distribution d'eau de la Vénétie.

Laurence O. Wild, Metropolitan Water Division, Thames Water Authority

Ensuring the security of a water supply has many aspects but all resolve into one basic issue—the need to deliver pure and wholesome water to the customer, whatever the difficulties. Within the financial limits imposed there is much that an undertaking can do to minimise the risks, the most important being to make the best use of the staff employed as they represent the greatest cost. Great care is necessary in the selection of staff at all levels, their training to react quickly and correctly in times of emergency and stress can make the difference between success and failure.

It is necessary to appreciate the difficulties of the area concerned, consider a practical sequence of events following any happening and then test remedial options on paper or in fact.

In London, the greatest continuous threat is that day to day resources available may not be sufficient to maintain adequate supplies. This has necessitated over the past century the construction of bank side storage containing over three months normal usage and the connection of the major rivers by tunnel (see Ref. 1, L.

O. Wild, Control and Regulation of London's Water Supply). Detailed procedures have been evolved for the abstraction of surface and underground water and progressive use of storage reservoirs ensures that London's peak demand of 2,400,000 m³/d (529 MGD) can always be met. Tables 1 and 2 give an indication of the procedures, as do Figs. 1 and 2 and Ref. 2, E. C. Reed, The Drought 1976, details the events of the most testing period. This included reversing the flow of the River Thames.

Pollution of industrialized rivers is always a threat but this has now been controlled in England by the process of river basin management, whereby all water activities are the responsibility of one authority. This includes continuous monitoring of all discharges to the rivers and throughout the water supply and sewage systems and involved extensive laboratory facilities. However, the training of the operative is particularly important in this context as he is often the first to notice something is wrong.

Failures in the distribution system threatens supplies,

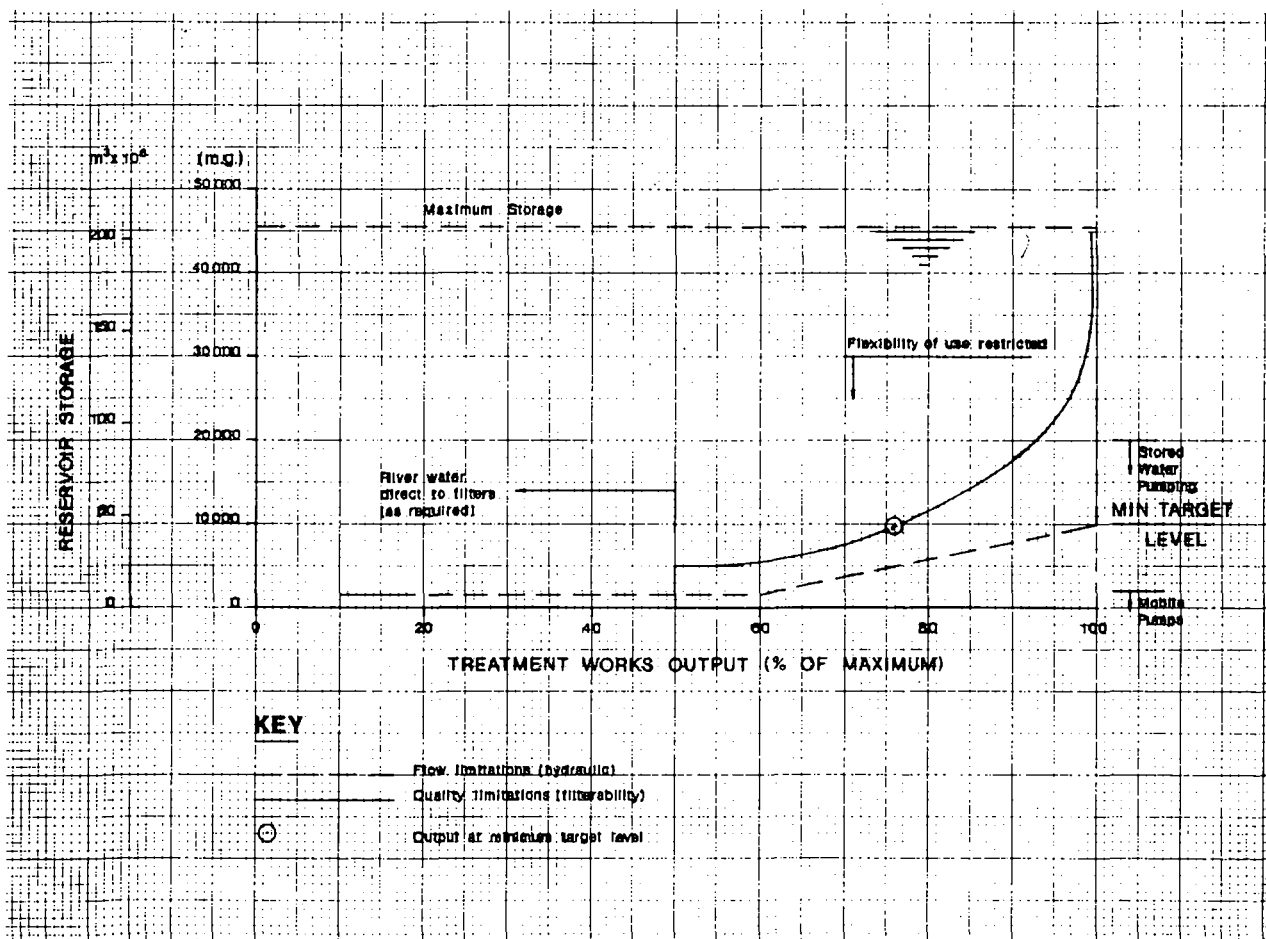


Fig. 1. Reservoir Depletion Limitations on Treatment Works Output.

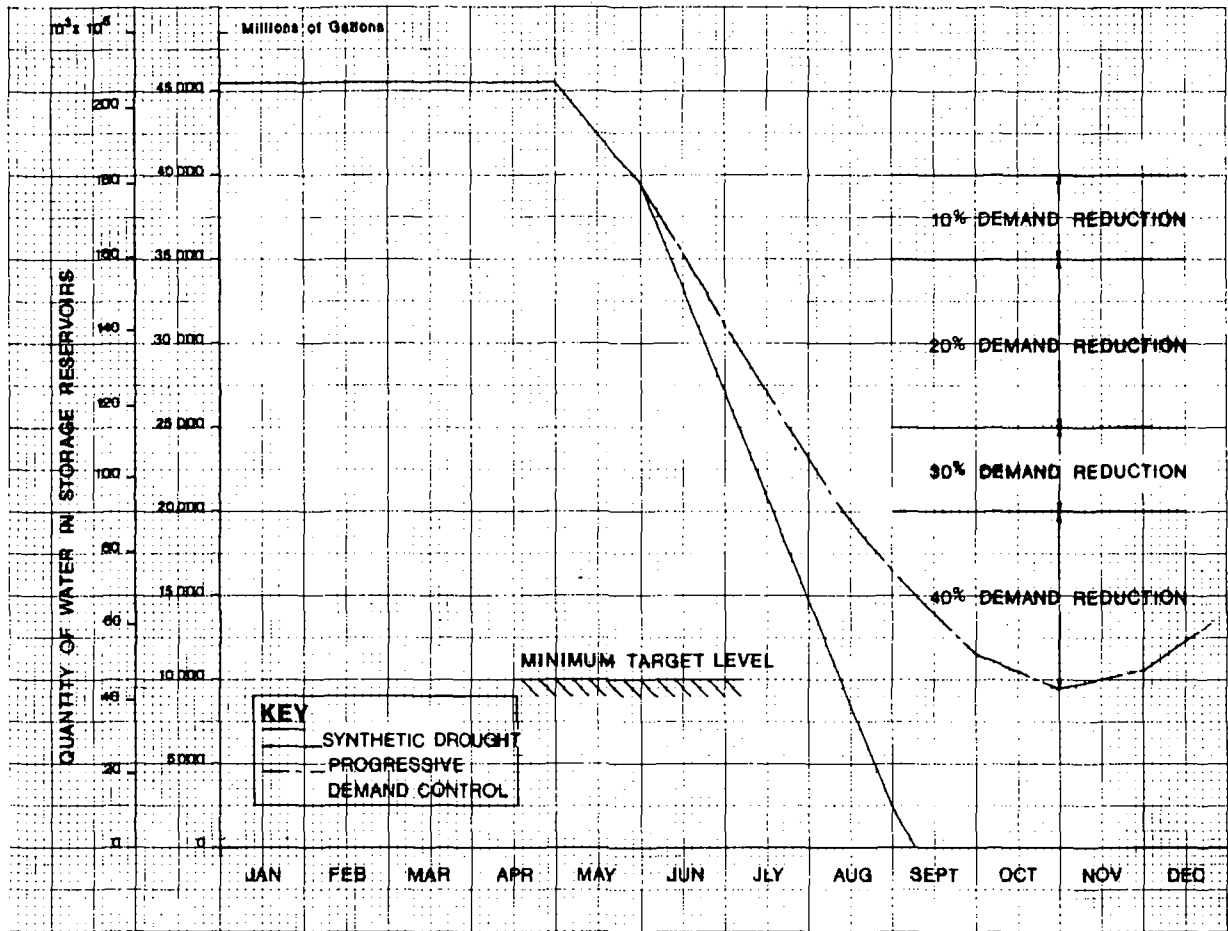


Fig. 2. Sensitivity of Reservoir Depletion to Demand Reduction.

Table 1

SOURCE	Available Volume m ³ × 10 ⁶ (m.g.d.)		Flow Rate m ³ /d (m.g.d.)		%
Thames Valley reservoirs	168	(37,100)	920,000	(202)	45.0
Lee Valley reservoirs	32	(7,000)	173,000	(38)	8.4
Wells	55	(12,000)	295,000	(65)	14.5
Total "assured" sources	255	(56,100)	1,288,000	(305)	67.9
SOURCE	Required Abstraction		Flow Rate		
River Thames	100	(22,000)	538,000	(118)	26.1
River Lee	23	(5,000)	123,000	(27)	6.0
Total "river" sources	123	(27,000)	661,000	(145)	32.1

Contributions to supply during 6 months drought, assuming demand 5% above average and no restrictions on demand.

Table 2

Location	Treatment Works Demand (on Reservoir Group)			Available Storage			
	m ³ /d (m.g.d.)	%		m ³ × 10 ⁶ (m.g.)	%	No. of days supply	
Thames Valley (north of river)	1000000	(220)	49	139	(30500)	69	138
Thames Valley (south of river)	547000	(120)	27	30	(6600)	15	55
Lee Valley	500000	(110)	24	32	(7000)	16	64
Total	2047000	(450)	100	201	(44100)	100	—

Relative location of storage reservoirs and treatment works.

but as the fractures in London average ten a day, routine procedures, together with statutory 'in house' storage means that seldom is the customer without

Table 3 Sabotage Survey Report

Description of Installation

Name, Location and Function of Installation.
Staff.
Police Response and Liaison.
Fire—Explosives—Toxic Hazards on site.
Survey Map and Plans of Installation.

Existing Security

Security organization and Responsibilities.
Site Perimeters (fences, etc.).
Control of Access.
Communications.
Security Procedures.
Personnel Security.
Physical Security Measures.
Control of Vehicles.
Contingency Planning.

Technical Operation

Main Fractures.
Power Supplies.
Standby Supplies.
Treated Water Reserves.

Vulnerable Points

Maximum Requirements.
Consequences of Sabotage.

Recommendations for Protection

Police Response and Liaison.
Security Responsibilities and Procedures.
Additional Control of Vehicle.
Lighting Additions.
Alarm Additions.
Television Surveillance.
Security Staff.
Additional Security of Buildings and Plant.

water. Ref. 3, Fractures in Water Mains gives details of the extensive investigation into the causes of pipe failures.

Electrical, mechanical and structural failures are contained with the use of pure water storage reservoirs and fixed and mobile standby plant including generators from 1,5 kW to 1550 kW.

Experience in London makes it necessary to seriously consider vandalism and terrorism and the threat of war is still with us. The value of security fences, close circuit T.V. and video cameras is limited and it is accepted that it is impossible to effectively 'police' the large areas involved in water supply. The most effective method to improve security is to ask each member of staff what he would do if he wished to disrupt supplies and then make recommendations to avoid such actions. To assist this a check list, Table 3 "Sabotage Survey Report" is used.

As previously stated, the selection and training of staff at all levels is the best aid to security of water

supplies. However, the means of communication are very important and it should be recognized that telephones and electrically powered radios can be unreliable, especially during inclement weather. A mobile communication centre has therefore been developed which includes V.H.F. and U.H.F. radio, switchboard for connection to the public system and radio telephone facilities.

References

1. L. O. Wild, Control and Regulations of London's Water Supply—Wasser Berlin 1981.
2. E. C. Reed, The Drought 1976—Thames Water Publication.
3. Fractures in Water Mains—Metropolitan Water/ City University.

Progress in Evaluation of Mutagenic and Carcinogenic Substances

Progrès dans l'analyse des substances mutagènes et cancérigènes

Authors: J. W. Ridgway (UK)
Auteurs: C. H. Tate, K. D. Reich &
C. J. Leong (USA)

**Leading
Contributor:** A. Montiel (France)
**Contributeur
Principal:**

Library
Reference Centre
Community Water Supply

J. W. Ridgway, Water Research Centre, Medmenham Laboratory, PO Box 16,
Henley Road, Medmenham, Marlow, Bucks SL7 2HD

Introduction

In recent years the application of advanced, analytical techniques has made it possible to demonstrate the presence of a wide range of organic compounds in drinking water at concentrations of parts per thousand million and less. Any health effects associated with long-term exposure to these micropollutants seems likely to be small, but the presence of known carcinogens among the many other trace organics has highlighted the need to assess critically the implications for health. However, the large number of organic compounds present as micropollutants and the low concentrations at which they are found together with the likelihood that any health effects will be small in magnitude, have resulted in a problem which is not amenable to study by traditional methods.

Epidemiologists, organic chemists and toxicologists are confronted by many difficulties in their investigations. For example, carcinogenicity studies involving the exposure of animals to suspected carcinogens lack the sensitivity required to detect these subtle effects. In addition, our knowledge of the identity of the organic compounds present in water is limited to the relatively volatile compounds, less than 20% of the total organic matter, which respond to gas chromatograph-mass spectrometer (GC-MS) analysis. Information about the remaining 80% depends on the development of new analytical methods which can be applied to the non-volatile fraction.

Thus the need to assess the magnitude of the health effects, if any, of the trace organics is hampered by difficulties in obtaining hard facts. Moreover, the need for improved understanding in this field is likely to be accentuated as water industries make even greater use of sources of supply affected by domestic and industrial wastes, i.e. re-use situations.

An important development which is making an impact on these problems is the appearance of rapid and sensitive short-term screening tests for suspected carcinogens. These 'short-term tests' for carcinogens depend upon a close correlation between carcinogenicity and mutagenicity. That is to say that chemicals or agents which are cancer causing are almost always able to cause mutations (heritable genetic changes) and *vice versa*. Bacterial and other lower organisms provide the basis of very sensitive (because of the large number of organisms which can be used) and relatively cheap tests for mutagenicity. In particular, bacterial tests, especially those using the Ames *Salmonella typhimurium* strains (TA98 and TA100) and a mammalian

enzyme preparation (S9 fraction) to provide an opportunity for "metabolic activation" which is necessary before certain compounds become effective at causing mutations (or cancer), have provided an easy route to the detection of mutagens. These tests have been increasingly applied in the examination of water samples (1-5).

This paper relates to our experiences in the use of these bacterial tests for the examination of drinking water for mutagenic activity. It is important, however, to appreciate that these short-term screening tests are just one of the techniques available to water quality scientists with which to assess the health significance, if any, of organic compounds in water. The role of these tests within the context of a larger programme of study to assess the hazards to health from re-use has been discussed previously (6).

Detection of Mutagens in Water

Although a variety of technical procedures are being investigated in different laboratories, the methods used for the application of short-term tests to drinking water samples follow the same principles. Generally, a concentration step is used, e.g. the use of micro-reticular resins, freeze-drying or reverse osmosis unless it is considered that the assay is sufficiently sensitive to detect activity in unconcentrated waters. The concentrate or water sample is then introduced into the mutagenicity test system. In cases where mutagenicity is encountered, samples can be fractionated and the fractions re-tested and subjected to qualitative analysis in order to identify chemical mutagens. The scheme used by us is outlined in Fig. 1.

The Ames test (7, 8) is the testing procedure used most extensively for testing water samples but most of our work has been conducted using the same functional components in an assay called the fluctuation test (9).

The concentration step used in such studies inevitably introduces problems of selectivity and recovery so that the concentrates which are tested do not represent the entire spectrum of organic materials in the original sample. Therefore, we considered it desirable to test samples without prior concentration, thus avoiding these difficulties and permitting the direct assay of water, with its complex mixture of ill-defined chemicals, as received by the consumer. The fluctuation test offers an appropriate assay system since it is an extremely sensitive procedure (10) and, being a liquid based test, allows the direct incorporation of sample material in the test mixture.

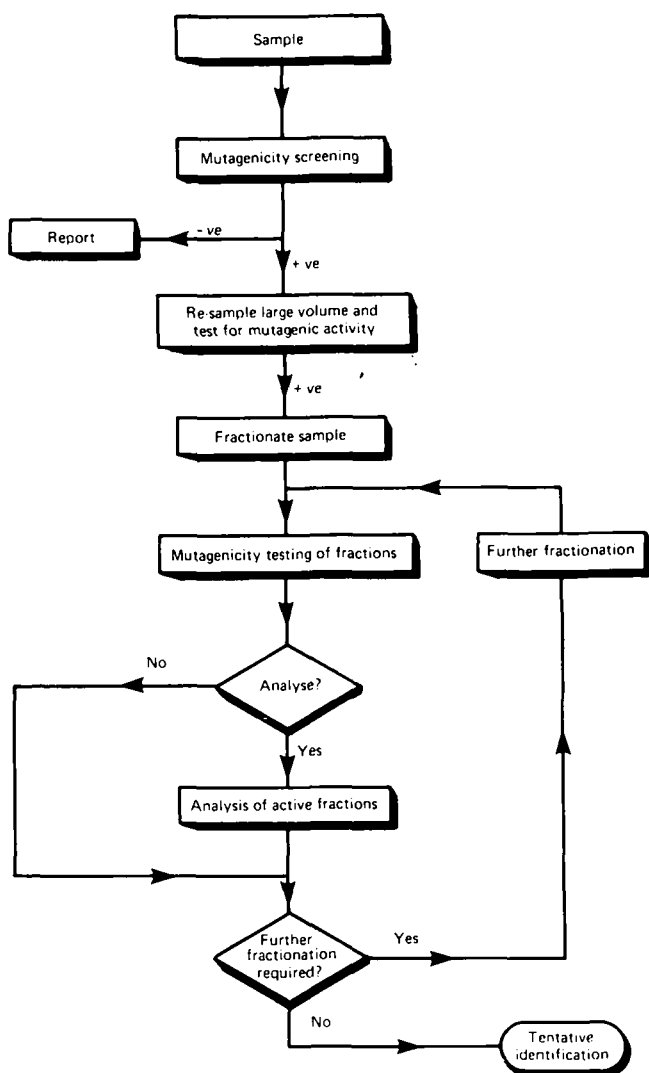


Fig. 1 Procedure for the detection and identification of mutagens in drinking water.

Testing unconcentrated water samples

Initially, when a series of untreated drinking waters were tested, as part of our evaluation of the re-use problem, a number of positive results were obtained. The results, however, were in some ways unsatisfactory as the response to increasing concentrations of the sample were variable and unpredictable and the mutagenicity was at the limits of resolution of the test procedure. Positive results were invariably with one tester strain (TA100), no positive results were seen with

a strain TA98, nor in tests which included the S9 fraction for metabolic activation.

It is important that detection of mutagenicity in unconcentrated drinking water samples should be carefully validated. Thus, in conjunction with the survey exercise described below, ten treated water supplies (see Table 2 for details) chosen to cover a range of water types were tested using an experimental design which included a number of checks and controls for different sources of artefact. Checks were made for the presence of histidine, which interferes with the test, in the sample but these checks were, in every case, negative. A check was also made for any influence of the samples on the growth of test bacteria in the fluctuation test. As the final yield of bacteria in the test is limited by the small amount of histidine deliberately added at the start of the test, it is assumed that the yield will be the same in control and treated series. If, for any reason, greater numbers of bacteria are produced in the treated series, then an increased number of spontaneous mutants will arise, giving the appearance of a positive result. Following some preliminary work, we undertook to check that this assumption was met in the test by monitoring the histidine-limited yield of bacteria. In addition, tests were performed using two procedural variants of the fluctuation test, 'one-step' and 'two-step' tests. In one-step tests, all the ingredients are added at the start which results in a greater volume of medium and dilution of components, including those which may have physiological effects on the bacteria. By comparison, when the two-step procedure is used, the bacteria are exposed to high concentrations of any physiologically active substances in the water during the initial phase of the assay as the test ingredients are added in two portions, the test sample plus a small quantity of the test nutrients at the start of the experiment and the balance of nutrients 24 hours later.

No positive results were obtained with the TA98, or in experiments using metabolic activation. Some apparently positive results were obtained with TA100, the groundwater samples were uniformly negative while the lowland surface waters all gave positive results and two or three upland waters gave positive results. These findings are in keeping with predictions based on the levels of organic contamination associated with the different water types. However, the positive results could also be associated with solutes in the samples which would also tend to be related to the level of organic contamination. Therefore, the results were analysed further. The influence of factors, such as bacterial yield and dose level of test water were considered in turn thereby allowing the effect of each to be examined separately. A significant association with bacterial count is indicative of the operation of an

Table 1. Mutagenic activity of unconcentrated drinking waters to *Salmonella* strain TA100 in the absence of metabolic activation

Sample number	Type of water source	One-step test			Two-step test		
		Significance level p values	Response to a dose effect	Bacterial growth effect	Significance level p values	Response to a dose effect	Bacterial growth effect
100 } 102 }	Groundwater	NS	—	—	NS	—	—
		NS	—	—	NS	—	—
110 } 112 } 115 }	Upland water	NS	—	—	NS	—	—
		0.5	toxic	+	NS	—	—
		0.5	—	—	NS	—	+
091 } 103 } 104 } 114 } 116 }	Lowland river	0.001	+	—	0.001	Not evaluated	
		0.001	+	—	0.001	+	+
		0.001	+	+	0.001	—	+
		0.001	+	+	0.001	Not evaluated	
		0.001	+	+	0.001	+	—

Note: NS = Not significant

Note: A significant improvement due to "bacteria" is indicative of a bacterial growth artefact; an improvement due to "dose" is indicative of mutagenicity.

artefact. An improvement due to a positive dose effect is indicative of genuine mutagenicity. The summary results in Table 1 show that, in some cases, the apparent mutagenicity is completely explained by differences in bacterial numbers and the artefact contributes to the apparent 'positive' result in most of the remaining 'positive' samples

The overall findings of this work detract from the original simplicity and attractiveness of this method for the direct testing of unconcentrated samples of drinking water. If the method was used for screening work, it would be necessary to monitor bacterial yields in the test and in many cases it might be difficult to obtain an unequivocal answer as to whether a sample is genuinely mutagenic or not. Even when apparently positive results are obtained with the method, these are only with tester strain TA100, without metabolic activation. In tests with concentrates and extracts, however, mutagenicity to TA98 is frequently seen. Thus, screening with unconcentrated samples does not appear to be predictive of results found using concentrated samples. Furthermore, for the same effort in testing, substantially more data can be produced in tests with concentrates. Taking all of these facts together, the testing of unconcentrated samples does not seem to merit further attention and the use of concentration techniques must be considered an essential component in any assessment of mutagenicity in drinking water.

Testing concentrated water samples

When screening water for mutagenic activity, methods of concentrating the organic matter prior to mutagenicity testing offer increased sensitivity and reliability over the testing of unconcentrated samples. Techniques for concentrating large volumes of water are also required for fractionation/identification schemes. All concentration procedures are selective since only a portion of the organic matter in the original water sample is submitted to the mutagenicity test and it is essential to study the effects of such methods on the results of the test. Important aspects that need to be considered are:

- (i) selectivity (i.e. recovery of different types of organic compounds),
- (ii) matrix effects that lead to toxicity or false positives or negatives, owing, for example, to pH, added solvents or concentration of inorganic constituents,
- (iii) contamination arising during the procedure,
- (iv) alteration of organic constituents during the procedure,
- (v) operational aspects, such as sample size required, cost, speed.

The properties of two techniques, XAD-resin adsorption and freeze-drying, which are in routine use at WRC, are compared in Table 3. XAD-resin methods rely on the adsorption of water-borne organic compounds to microreticular resins from which they may later be eluted with solvents. We have used XAD-resin, coupled with diethyl ether elution, to prepare extracts (XAD/E) for testing. The other method which is routinely used depends on the sublimation of water from frozen samples, followed by solvent extraction of the residual material. Methanol has proved to be the most satisfactory solvent producing a freeze-dried/methanol (FD/M) extracts.

These two techniques have been used by us to test whether a relationship exists between re-use and the mutagenicity of water samples.

Fifteen treated waters were selected for this re-use survey, including seven from high re-use sources (all lowland rivers) and eight from low re-use sources (three groundwaters, three upland waters and two lowland river sources). These are listed in Table 2. Samples were tested using three methods:

- (i) unconcentrated—the work described above on unconcentrated samples was undertaken in conjunction with the survey. The results have been

Table 2. Sample sites for survey of mutagenic activity of treated drinking waters derived from high and low re-use situations

Sample number	Type of water source	Effluent/mean river flow %			% of supply from river
		Domestic	Industrial	Total	
100	Ground/Chalk	—	—	—	—
102	Ground/Lower Greensand	—	—	—	—
113	Ground/Bunter Sandstone	—	—	—	—
110	Upland	—	—	—	—
112	Upland	—	—	—	—
115	Upland	—	—	—	—
114	Lowland river with storage	1.1	0.5	1.5	100
116	Lowland river	0.3	0.3	0.6	100
108	Lowland river	5.7	1.4	7.1	100
109	Lowland river with storage	6.8	0.9	7.6	100
111	Lowland river with storage	6.2	7.0	13.2	100
091	Lowland river with storage	13.7	3.6	17.3	100
103	Lowland river with storage	13.7	4.3	18.0	100
104	Lowland river with storage	16.6	5.0	21.6	100
105	Lowland river with storage plus ground	16.5	5.1	21.6	71

Table 3. Comparison of freeze-drying and XAD-2 resin adsorption for concentration of water samples before mutagenicity testing

	Freeze-drying	XAD adsorption
Selectivity	Recoveries of TOC in the solids, and a range of spiked compounds in the extracts 70–90%. Loss of volatile compounds	Recoveries of TOC only 5–20% but neutral compounds recovered at 60–80%. Very volatile compounds lost during solvent evaporation
Effect of the matrix on the test	Few problems with toxicity to bacteria. Histidine, if present, may interfere	Toxicity to bacteria may present problems. Histidine not recovered by this procedure.
Contamination	Blank samples using distilled water tested with TA98, TA100 and without S9 activation were satisfactory	Low levels of mutagenicity have been detected in some of the blank samples. Although this does not invalidate the procedure, further work is desirable to find the origin and method for eliminating the interferences.
Alteration of organic constituents during the procedure	Mild procedure but chemical interactions and changes may occur. At present there is little information available	Mild procedure but alterations during the adsorption and concentration may occur. At present there is little information available
Operational aspects	Initial capital cost high. Limited sample output (10–15 litre per week)	Capital cost relatively low. Easy to scale-up. On-site and multiple sampling possible. Purification of reagents and blank checks time-consuming

reported separately since the conclusions do not contribute to those of this study.

- (ii) ZAD/E extracts, prepared by a large-scale method (150 litre batches) were tested in the fluctuation test.
- (iii) FD/M extracts were also tested in the fluctuation test.

Testing was undertaken with TA98 and TA100 both with and without metabolic activation, using fixed dose-levels, based on equivalent volumes of original sample, predetermined for each extraction method.

The majority of the freeze-dried samples were mutagenic to TA100 (without activation) and a number were mutagenic to TA98 (without activation) (Table 4). Almost without exception, the FD/M samples were not mutagenic in the presence of S9 metabolic activation. A similar pattern of results was seen with the XAD/E extracts—direct acting mutagenicity to TA98 and TA100, but no mutagenicity in the presence of S9 metabolism. Two XAD/E extracts (104 and 105) were mutagenic in the presence of a metabolising system, as were the corresponding FD/M extracts of these samples. Only one sample appeared to be without mutagenicity when tested as FD/M or XAD extracts (113, groundwater) although further testing or higher dose levels might have revealed some activity.

Table 4. Mutagenic activity of drinking-water concentrates to *Salmonella* strains TA98 and TA100 in the absence of metabolic activation

Sample No.	Water type	FD/M extracts		XAD extracts	
		TA98	TA100	TA98	TA100
100	Groundwaters	+	+	NT	NT
102		-	+	NT	NT
113		-	-	-	-
110	Upland waters	-	-	-	+
112		-	-	+	-
115		+	-	-	+
114	Lowland rivers	+	+	+	+
116		+	+	-	+
108		+	+	-	+
109		toxic	+	-	+
111		+	+	+	+
091		+	NT	+	+
103		+	-	-	+
104	+	-	+	+	
105	+	+	+	-	

+ : results indicate mutagenicity at $p \leq 0.05$ level
 NT: not tested
 - : results non-significant

Processing and analysing of results of this survey is not yet completed and the relationship of mutagenicity to water quality factors such as TOC, chlorine dose and treatment is to be examined in more detail. In the data presented here, however, it is possible to see that there is a high degree of consistency between the results obtained with the two kinds of extracts. It is also apparent that there is a gradation of mutagenicity, with more positive results for lowland surface waters supplies than upland waters, which in turn are more active than groundwater supplies. In addition, the dose response curves were steeper for the lowland surface supplies than for the other samples of water. As mentioned, there is a striking lack of mutagenicity in the presence of metabolising systems. This significant finding deserves further investigation.

In summary, the survey has demonstrated that mutagenicity can be found in a range of UK drinking waters. Differences can be demonstrated in the mutagenic activity of various water types and patterns can be detected in the data. Although there does not appear to be any simple relationship between a re-use factor (for an individual water supply) and the observed

mutagenicity, the data will be closely scrutinised for relationships between mutagenicity and water quality factors.

Implications for Human Health

Our results have shown that mutagenic activity can be detected in drinking water supplies. However, when one tries to draw firm conclusions on health risks from the results of mutagenicity tests using bacteria performed with complex mixtures of unknown, water-derived, organic compounds which probably contain a number of mutagens, then a series of problems are encountered and much work to characterise the mutagens remains to be done.

One approach will be to relate the occurrence of mutagens to current water industry practices and the following questions may be asked so that the problem can be placed in perspective:

- (i) What are the sources of the mutagenic activity detected in water samples?
- (ii) Is it of man-made or natural origin?
- (iii) How effective are different treatment techniques for the removal of mutagenic activity?
- (iv) What is the role of chlorination (or alternative disinfectants) in the production of mutagenicity in drinking water?
- (v) What happens to water-borne mutagenic activity during distribution?

Identification would eliminate some of the ambiguities of working with complex mixtures, whilst knowledge of structure of the mutagens might also cast some light on the chemical processes involved in their production and would allow effective measures to be devised for their prevention or removal. Structural information or positive identification would be of considerable value in the assessment of the hazard posed to man. Therefore, identification of mutagens is an important step in resolving this problem. Identification depends on the separation of mutagens into relatively simple fractions which can then be identified. A series of approaches, using concentrates as a starting point, are available (11); the objectives of these being to produce purified fractions amenable to GC-MS or liquid chromatography-mass spectrometric analysis, especially where field desorption techniques are used for the identification of the mutagenic constituents.

However, the major questions we are obliged to answer is "Do these water derived samples which cause mutations in bacteria, pose a genuine hazard to human health?" Despite the generally high predictive value of bacterial mutagenicity assays, it must be noted that there are well established examples of compounds which are potent bacterial mutagens which hold little hazard for man; such cases often result from an inaccurate representation of mammalian, and human metabolism in the bacterial test system. Therefore, as there is a risk that the uncritical application of mutagenicity results could lead to substantial expenditure in the water industry to avoid health hazards to the consumer that are merely putative, it is desirable to demonstrate whether a definite hazard due to mutagens exists. Guidelines (12) are available which recommend that packages of tests are required for an adequate assessment of mutagenic and carcinogenic potential. Such a battery of tests could include tests on cultured mammalian cells, demonstrations of *in vivo* effects and the demonstration of chromosomal damage. These tests would take account of levels of complexity, e.g. increased complexity of genetic apparatus, the chromosomal organisation of DNA, the pharmacokinetics and pharmacodynamics, that cannot be reproduced in a bacterial assay. There will be some

debate over the choice of appropriate 'higher' tests systems for use with water-derived extracts but there is already a body of published material relating to tests on drinking water extracts in higher systems including both short-term tests and carcinogenicity assays (13-15) which suggests that the deleterious effects of these extracts appear to persist in mammalian systems and that some hazard may exist. However, resolution of this problem will clarify the potential, public health hazard associated with the presence of mutagens in drinking water and might avoid unnecessary expenditure on a non-existent problem.

Conclusions

Although the original approach to the screening of unconcentrated water samples has proved to have difficulties, methods have been developed using two concentration methods, which allow the screening of water supplies and produce consistent and reliable results. The presence of mutagenic materials in UK drinking waters has been demonstrated and differences in the mutagenicity of supplies derived from various water types have been shown. In the presence of mammalian metabolising systems, the mutagenicity was in almost every case removed. In future studies it is hoped that the relationships between bacterial mutagenicity and water treatment practices will be clarified and the nature of the mutagens themselves will be investigated. It is particularly important that further steps should be undertaken in higher test systems to attempt to establish whether the deleterious effects of these extracts are genuinely hazardous to higher organisms.

Acknowledgements

The work described is entirely funded by the Department of the Environment (UK), and the permission of both the Department and the Water Research Centre to publish this paper is acknowledged. I should like to thank the team of colleagues working on the project at WRC for their co-operation.

References

1. Scharz, D. H., *et al.* Water distribution system, a new source of mutagens in drinking waters. *Environmental Science and Technology*, 1979, 13, 1138-1141.
2. Nestmann, E. R., *et al.* Mutagenicity of organic extracts from Canadian drinking water in the *Salmonella*/mammalian-microsome assay. *Environmental Mutagenesis*, 1979, 1, 337-345.
3. Kreijl, C. F. van, *et al.* Mutagenic activity in the Rivers Rhine and Meuse in the Netherlands. *The Science of the Total Environment*, 1980, 15, 137-147.
4. Loper, J. C., Mutagenic effects of organic compounds in drinking water. *Mutation Research*, 1980, 76, 241-268.
5. Grimm-Kibalo, S. M., *et al.* Seasonal variation of mutagenic activity in drinking water. *Bulletin of Environmental Contamination and Toxicology*, 1981, 26, 188-195.
6. Packham, R. F., *et al.* Health related studies of organic compounds in relation to re-use in the United Kingdom. *The Science of the Total Environment*, 1981, 18, 167-186.
7. McCann, J., *et al.* Detection of carcinogens as mutagens: Bacterial test with R factor plasmids. *Proceedings of the National Academy of Science (USA)*, 1975, 72, 979-995.
8. Ames, B. N., *et al.* Methods of detecting carcinogens and mutagens with the *Salmonella*/mammalian microsome mutagenicity test. *Mutation Research*, 1975, 31, 347-364.
9. Green, M. H. L., and Muriel, W. J. Mutagen testing using trp + reversion in *Escherichia coli*. *Mutation Research*, 1976, 38, 3-32.
10. Green, M. H. L., *et al.* Use of a simplified fluctuation test to detect low levels of mutagens. *Mutation Research*, 1976, 38, 33-42.
11. Forster, R. and Wilson, I. The application of mutagenicity testing to drinking water. *Journal of the Institution of Water Engineers and Scientists*, 1981, 35, 259-274.
12. Department of Health and Social Security. *Committee on Mutagenicity of Chemicals in Food, Consumer Products and the Environment; Guidelines for Testing Chemicals for Mutagenicity*. Reports on Health and Social Subjects No. 24 HMSO: London, 1981.
13. Gruener, N. and Lockwood, M. P. Mutagenic activity in drinking water. *American Journal of Public Health*, 1980, 70, 276-278.
14. Loper, J. C., *et al.* Residue organic mixtures from drinking water show *in vitro* mutagenic and transforming activity. *Journal of Toxicology and Environmental Health*, 1978, 4, 919-938.
15. Truhaut, R., *et al.* Recherches sur les risques pouvant resulter de la pollution chimique des aux d'alimentation—Parts 1 and 2. *Water Research*, 1979, 13, 689-710.

J. W. Ridgway, Water Research Centre, Medmenham Laboratory, PO Box 16, Henley Road, Medmenham, Marlow, Bucks SL7 2HD

Introduction

Récemment l'application des techniques analytiques avancées a permis de démontrer la présence d'une vaste gamme de composés organiques à des concentrations d'un pour mille million et moins dans l'eau potable. Les effets sur la santé associés à une exposition à long terme à ces micro-polluants sembleraient devoir être très faibles mais la présence d'agents carcinogènes connus parmi les nombreuses autres traces organiques a souligné le besoin d'évaluer de façon critique les implications pour la santé. Cependant

le grand nombre de composés organiques présents comme micro-polluants et les faibles concentrations auxquelles ils sont trouvés fait que la probabilité d'un effet sur la santé est très minime, et que ce problème ne peut être étudié avec les méthodes traditionnelles.

Les épidémiologistes, les organiciens et les toxicologues sont confrontés à maintes difficultés dans leurs recherches. Par exemple, des études de carcinogénicité nécessitant l'exposition d'animaux à des carcinogènes possibles manquent de sensibilité pour détecter ces effets subtils. De plus, notre connaissance de l'identité des composés organiques présents dans

l'eau est limitée aux composés relativement volatils, moins de 20% de toutes les substances organiques, qui réagissent à l'analyse CG-SM (chromatographe gazeux-spectromètre de masse). L'information sur les 80% restant dépend du développement de nouvelles méthodes analytiques pouvant être appliquées à la fraction non-volatile.

Ainsi le besoin d'évaluer l'ampleur des effets sur la santé, s'il y en a, des traces, organiques est compliqué par les difficultés pour obtenir des faits concrets. De plus, la nécessité d'avoir une compréhension améliorée dans ce domaine va s'accroître puisque les industries de l'eau utilisent toujours davantage des sources de distribution affectées par les déchets industriels et domestiques, c'est-à-dire la ré-utilisation des eaux.

Un développement important qui agit sur ces problèmes est l'apparition des essais d'examen collectifs sensibles et rapides à court terme pour des agents carcinogènes soupçonnés. Ces 'essais à court terme' pour les agents carcinogènes dépendent d'une corrélation étroite entre la carcinogénicité et la mutagénicité, c'est-à-dire que des produits chimiques ou des agents qui donnent le cancer peuvent presque toujours causer des mutations (changements génétiques héréditaires) et *vice versa*. Les bactéries et autres organismes inférieurs fournissent la base d'essais très sensibles (à cause du grand nombre d'organismes pouvant servir) et relativement bon marché pour la mutagénicité. En particulier, les essais bactériens, surtout ceux qui se servent de souches Ames *Salmonella typhimurium* (TA99 et TA100) et d'une préparation mammifère d'enzymes (fraction S9) pour fournir une occasion d'"activation métabolique" nécessaire avant que certains composés ne deviennent efficaces pour causer des mutations (ou le cancer), ont fourni un chemin facile pour détecter les mutagènes. Ces essais sont appliqués de plus en plus à l'examen d'échantillons d'eau¹⁻⁵.

Cette contribution se réfère à nos expériences dans l'utilisation de ces essais bactériens pour examiner l'eau potable pour toute activité mutagène. Il faut cependant bien apprécier que ces essais d'examen collectifs à court terme ne sont qu'une des techniques disponibles pour les experts sur la qualité de l'eau leur permettant d'évaluer le risque pour la santé, s'il y en a, des composés organiques se trouvant dans l'eau. Le rôle de ces essais dans le contexte d'un programme plus vaste d'étude pour évaluer les risques pour la santé venant de la ré-utilisation a été traité précédemment⁶.

Détection des Agents Mutagènes dans l'Eau

Bien que plusieurs méthodes techniques soient à l'étude dans divers laboratoires, les méthodes employées pour l'application des essais à court termes aux échantillons d'eau potable suivent les mêmes principes. Généralement on a recours à la concentration, c'est-à-dire l'utilisation de résines microréticulées, d'un séchage par congélation ou osmose inverse à moins qu'il ne soit estimé que le dosage est suffisamment sensible pour détecter de l'activité dans des eaux non concentrées. Le concentré ou échantillon d'eau est alors introduit dans le système d'essai de mutagénicité. Lorsque de la mutagénicité est trouvée, les échantillons peuvent être fractionnés et les fractions essayées à nouveau et soumises à une analyse qualitative afin de pouvoir identifier les mutagènes chimiques. Nous procédons comme il est indiqué Fig. 1 (Page 2).

L'essai Ames⁷⁻⁸ est la méthode d'essai la plus utilisée pour l'eau mais la plus grande partie de notre travail a été réalisé en utilisant les mêmes composants fonctionnels dans un dosage appelé l'essai de fluctuation⁹.

La concentration employée dans ces études introduit inévitablement des problèmes de sélectivité et de récupération de sorte que les concentrés essayés ne représentent pas le spectre complet des matériaux organiques de l'échantillon original. Nous considérons donc qu'il est souhaitable d'effectuer des essais sans concentration préalable, évitant ainsi ces difficultés et permettant un dosage direct de l'eau avec son mélange complexe de produits chimiques mal définis, telle qu'elle arrive chez le consommateur. L'essai de fluctuation offre un système de dosage approprié étant une méthode extrêmement sensible¹⁰ et permettant l'incorporation directe du matériau échantillon dans le mélange de l'essai puisqu'il est sous forme liquide.

Essais d'échantillons d'eau non concentrée

Lorsque des eaux potables non traitées furent soumises initialement à des essais dans le cadre de notre évaluation du problème de la ré-utilisation, plusieurs résultats positifs furent obtenus. Mais ces résultats n'étaient pas entièrement satisfaisants, la réponse aux concentrations croissantes de l'échantillon étant variable et imprévisible et la mutagénicité étant à la limite de résolution de la méthode d'essai. Des résultats positifs étaient toujours obtenus avec une souche d'échantillon (TA100), aucun résultat positif avec une souche TA98 et aucun résultat positif dans les essais comprenant la fraction S9 pour activation métabolique.

Il est important de valider soigneusement la détection de mutagénicité dans des échantillons d'eau potable non concentrée. Ainsi, en même temps que les études décrites ci-dessous, dix types d'eau traitée (voir Tableau 2 (Page 3) pour les détails) choisis pour embrasser une gamme de types d'eau, furent soumis à des essais en utilisant une conception expérimentale comprenant plusieurs vérifications et contrôles pour diverses sources d'artefacts. Des vérifications furent faites pour détecteur de l'histidine qui gêne l'essai, mais ces vérifications furent toujours négatives. Une vérification fut faite aussi pour tout effet des échantillons sur la croissance des bactéries d'essai dans l'essai de fluctuation. Le rendement final des bactéries dans l'essai étant limité par la petite quantité d'histidine ajoutée délibérément au début de l'essai, il est présumé que le rendement serait le même dans des séries contrôlées et traitées. Si pour quelque raison un nombre plus grand de bactéries est produit dans la série traitée, un nombre plus grand de mutants existera donnant l'apparence d'un résultat positif. Après quelques travaux préliminaires, nous avons entrepris de vérifier que cette supposition existait réellement dans l'essai en contrôlant le rendement de bactéries limité par l'histidine. De plus, des essais furent réalisés en utilisant deux méthodes différentes pour l'essai de fluctuation, les essais 'simples' et les essais 'doubles'. Pour les essais simples, tous les ingrédients sont ajoutés au début, ce qui donne un plus grand volume de bouillon et une dilution plus grande des composants, y compris ceux qui peuvent avoir des effets physiologiques sur les bactéries. Par comparaison, avec la méthode double, les bactéries sont exposées à de fortes concentrations de toutes les substances physiologiquement actives dans l'eau pendant la phase initiale du dosage, les ingrédients de l'essai étant ajoutés en deux fois, l'échantillon d'essai plus une petite quantité des agents modifiant les processus de l'essai au début de l'expérience et le reste des agents 24 heures plus tard.

Aucun résultat positif ne fut obtenu avec le TA98, ou dans les expériences utilisant une activation métabolique. Quelques résultats apparemment positifs furent obtenus avec le TA100, les échantillons d'eau souterraine étant uniformément négatifs tandis que les trois eaux superficielles des plaines donnèrent toutes des résultats positifs et deux des trois eaux des hautes

terres également. Ceci coïncide avec les prévisions basées sur les niveaux de contamination organiques associés avec les différents types d'eau. Cependant, les résultats positifs pouvaient aussi être associés avec des corps dissous dans les échantillons qui tendraient aussi à être associés avec le niveau de contamination organique. Aussi les résultats furent analysés plus en détail. L'effet de facteurs tels que rendement bactérien et dosage de l'eau d'essai furent considérés à tour de rôle, permettant ainsi d'examiner séparément les effets de chacun. Une association significative avec comptage de germes indique l'opération d'un artefact. Une amélioration venant de l'effet d'une dose positive indique une vraie mutagénicité. Les résumés donnés au Tableau 1 (Page 2) montrent que dans certains cas la mutagénicité apparente s'explique complètement par des différences en nombre de bactéries et l'artefact contribue au résultat apparemment 'positif' dans la plupart des autres échantillons 'positifs'.

Les résultats généraux de ce travail diminuent un peu la simplicité originale et l'attrait de cette méthode pour l'essai direct des échantillons d'eau potable non concentrée. Si la méthode devait servir pour un travail de sélection, il faudrait contrôler les rendements bactériens dans l'essai et souvent il pourrait être difficile d'obtenir une réponse non équivoque pour savoir si un échantillon est vraiment mutagène ou non. Même lorsque des résultats apparemment positifs sont obtenus avec cette méthode, ils le sont seulement avec la souche TA 100 sans activation métabolique. Dans les essais avec des concentrés et des extraits, cependant, une mutagénicité pour le TA90 est fréquemment trouvée. Ainsi la sélection avec des échantillons non concentrés ne semble pas prophétique des résultats trouvés avec des échantillons concentrés. De plus, pour le même effort dans les essais, nettement plus de données peuvent être obtenues avec des concentrés. En considérant donc tous ces faits, l'essai d'échantillons non concentrés ne semble pas mériter plus d'attention et l'utilisation des techniques de concentration doit être considérée comme essentielle pour toute évaluation de mutagénicité dans l'eau potable.

Essais d'échantillons d'eau concentrée

En filtrant de l'eau pour activité mutagène, des méthodes pour concentrer la matière organique avant l'essai de mutagénicité offrent une sensibilité et une fiabilité accrues par rapport aux essais d'échantillons non concentrés. Des techniques pour concentrer des volumes d'eau importants sont aussi requises pour des projets de fractionation/identification. Toutes les méthodes de concentration sont sélectives puisqu'une partie seulement des matières organiques dans l'échantillon original de l'eau est soumise à l'essai de mutagénicité et il est essentiel d'étudier les effets de telles méthodes sur les résultats de l'essai. Les aspects importants qu'il faut considérer sont:

- (i) la sélectivité (càd récupération des différents types de composés organiques)
- (ii) les effets de matrices conduisant à la toxicité ou faux positifs ou négatifs venant par exemple, du pH de solvants ajoutés ou de concentration de composants inorganiques:
- (iii) la contamination créée pendant l'essai
- (iv) la modification des composants organiques pendant l'essai
- (v) les aspects opérationnels, tels que dimension de l'échantillon requis, coût, vitesse.

Le Tableau 3 (Page 3) compare les propriétés de deux techniques, l'adsorption sur résine-XAD et le séchage-congélation, couramment utilisées au Centre de Recherches des Eaux. Les méthodes à l'aide de

résine-XAD sont basées sur l'adsorption des composés organiques flottants par des résines microréticulées qui peuvent par la suite être éluées avec des solvants. Nous avons utilisé de la résine XAD-2 avec une élution d'éther bi-éthyl, pour préparer des extraits (XAD/E) pour essais. L'autre méthode couramment employée consiste à sublimer l'eau des échantillons gelés, puis à extraire au solvant le résidu. Le méthanol s'est avéré le solvant le plus satisfaisant produisant des extraits FD/M (méthanol séché par congélation).

Nous avons utilisé ces deux techniques pour voir s'il existe un rapport entre re-utilisation et mutagénicité des échantillons d'eau.

Quinze eaux traitées furent choisies pour cette étude de la re-utilisation, dont sept de sources de re-utilisation fréquente (des rivières de plaine) et huit de sources de re-utilisation peu fréquente (trois eaux souterraines, trois eaux de collines et deux de rivières de plaine). Elles sont indiquées au Tableau 2 (Page 3).

Des échantillons furent soumis à des essais suivant trois méthodes:

- (i) non concentré—les travaux décrits ci-dessus sur des échantillons non concentrés furent entrepris en conjonction avec l'étude. Les résultats sont indiqués ailleurs puisque les conclusions ne contribuent pas à celles de cette étude.
- (ii) des extraits XAD/E, préparés sur grande échelle (lots de 150 litres) furent soumis à des essais dans l'essai de fluctuation
- (iii) des extraits FD/M furent aussi soumis à des essais dans l'essai de fluctuation.

Des essais furent faits avec le TA98 et le TA100 avec et sans activation métabolique, utilisant des niveaux à dose fixe, basée sur des volumes équivalents de l'échantillon original, prédéterminés pour chaque méthode d'extraction.

La majorité des échantillons séchés par congélation étaient mutagènes au TA100 (sans activation) et plusieurs mutagènes au TA98 (sans activation) (Tableau 4 (Page 4)). Presque tous les échantillons FD/M n'étaient pas mutagènes en la présence d'activation métabolique S9. Une modèle semblable de résultats fut trouvé avec les extraits XAD/E—mutagénicité directe au TA98 et TA100 mais pas de mutagénicité en la présence de métabolisme S9. Deux extraits XAD/E (104 et 105) étaient mutagènes en la présence d'un système métabolisant, comme aussi les extraits FD/M correspondants de ces échantillons. Un seul échantillon semblait être sans mutagénicité soumis aux essais comme les extraits XAD ou FD/M (113, eau souterraine) bien que d'autres essais ou une dose plus forte auraient pu révéler quelque activité.

Le traitement et l'analyse des résultats de cette étude ne sont pas encore terminés et il faut examiner plus en détail le rapport de mutagénicité aux facteurs de la qualité de l'eau tels que COT, dose de chlore et traitement. Dans les données présentées ici, il est cependant, possible de voir qu'il y a nettement uniformité entre les résultats obtenus avec les deux genres d'extraits. Il est visible aussi qu'il y a une gradation de mutagénicité, avec des résultats plus positifs pour les eaux superficielles des plaines que pour les eaux des collines, qui, elles sont plus actives que les eaux souterraines. De plus, les courbes de réponse des doses étaient plus raides pour les distributions superficielles des plaines que pour les autres échantillons d'eau. Comme il a été dit, il y a un manque frappant de mutagénicité en présence de systèmes métabolisants. Cette trouvaille significative mérite une étude plus approfondie.

En résumé, l'étude a démontré que de la mutagénicité est trouvée dans une gamme des eaux potables au Royaume-Uni. Des différences se trouvent dans

l'activité mutagène de divers types d'eau et on peut détecter des figures dans les données. Bien qu'il ne semble pas y avoir de rapport simple entre un facteur de re-utilisation (pour la distribution d'eau individuelle) et la mutagénicité observée, les données seront examinées de près pour des rapports entre la mutagénicité et les facteurs de qualité de l'eau.

Effets sur la Santé

Nos résultats ont montré qu'une activité mutagène existe dans la distribution des eaux potables. Cependant, lorsque l'on essaie de tirer des conclusions fermes sur les risques pour la santé à partir des résultats des essais de mutagénicité utilisant des bactéries représentées par des mélanges complexes de composés organiques, venant de l'eau, inconnus et qui probablement contiennent nombre d'agents mutagènes, alors on rencontre une série de problèmes et il reste encore beaucoup à faire pour caractériser les agents mutagènes.

Une façon de procéder sera d'associer les agents mutagènes avec les pratiques actuelles de l'industrie de l'eau et les questions suivantes peuvent être posées pour placer le problème en perspective:

- (i) Quelles sont les sources d'activité mutagène détectées dans les échantillons d'eau?
- (ii) Est-ce d'origine synthétique ou naturelle?
- (iii) Quelle est l'efficacité des diverses techniques de traitement pour enlever l'activité mutagène?
- (iv) Quel est le rôle de la chloration (ou autres désinfectants) dans la production de mutagénicité dans l'eau potable?
- (v) Qu'est-ce qui arrive à l'activité mutagène hydrique pendant la distribution?

Certaines des ambiguïtés du travail avec des mélanges complexes seraient éliminées après identification, et une connaissance de la structure des mutagènes pourrait éclaircir les processus chimiques impliqués dans leur production et permettrait de trouver des mesures efficaces pour les empêcher ou les éliminer. Une information sur la structure ou une identification positive serait utile pour évaluer le risque qui existe pour l'homme. Donc l'identification des mutagènes est chose importante pour résoudre ce problème. L'identification dépend de la séparation des mutagènes en des fractions relativement simples qui peuvent alors être identifiées. Diverses approches, utilisant des concentrations comme point de départ, sont disponibles¹¹; le but est de produire des fractions purifiées susceptibles d'une analyse par GC-MS ou chromatographie liquide—spectrométrie de masse, surtout lorsque les techniques de désorption sur place sont employées pour identifier les composants mutagènes.

La question la plus importante, cependant, à laquelle il nous faut répondre est: "Est-ce que ces échantillons venant de l'eau qui provoquent des mutations chez les bactéries constituent un vrai risque pour la santé de l'humanité?" Malgré la valeur prophétique généralement considérable du dosage de mutagénicité bactérienne, il faut noter qu'il y a des exemples bien établis de composés qui sont des agents mutagènes bactériens puissants et qui constituent un risque minime

pour l'homme; ces cas proviennent souvent d'une représentation inexacte du métabolisme des mammifères et des hommes dans le système d'essais bactériens. Donc, du fait qu'il y a un risque que l'application sans discernement des résultats de mutagénicité puisse conduire à des dépenses considérables dans l'industrie de l'eau pour éviter des risques pour la santé du consommateur qui ne sont que supposés, il est souhaitable de démontrer s'il existe un vrai risque venant des mutagènes. Des directives¹² sont disponibles qui recommandent que des lots d'essais sont nécessaires pour évaluer de façon adéquate le potentiel mutagène et carcinogène. Une telle série d'essais pourrait comprendre des essais sur les cellules cultivées de mammifères, des démonstrations des effets in vivo et la démonstration de dégâts chromosomiaux. Ces essais tiendraient compte des niveaux de complexité—ainsi la complexité accrue de l'appareil génétique, l'organisation chromosomique de l'ADN, la pharmacocinétique et la pharmacodynamique, qui ne peuvent être reproduits dans un dosage bactérien. Il y a des discussions sur le choix des systèmes d'essais appropriés 'plus élevés; devant servir avec les extraits dérivés de l'eau, mais il y a déjà des publications concernant les essais sur des extraits d'eau potable dans les systèmes plus élevés, comprenant essais à court terme et dosage carcinogénique¹³⁻¹⁵ faisant penser que les effets nuisibles de ces extraits semblent persister dans les systèmes mammifères et qu'il peut y avoir un risque. La résolution de ce problème, cependant, clarifiera le risque possible pour la santé publique venant de la présence de mutagènes dans l'eau potable et pourra éviter des dépenses superflues sur un problème qui n'existe pas.

Conclusions

Bien que l'approche première de l'examen des échantillons d'eau non concentrée ait été difficile, des méthodes ont été développées utilisant deux méthodes de concentration permettant d'examiner la distribution de l'eau et de fournir des résultats consistants et fiables. La présence de matériaux mutagènes dans les eaux potables au Royaume-Uni a été prouvée et les différences dans la mutagénicité de l'eau distribuée venant de divers types d'eau ont été montrées. En présence des systèmes métabolisants des mammifères, la mutagénicité était dans presque tous les cas enlevée. On espère par la suite clarifier les rapports entre mutagénicité bactérienne et les traitements de l'eau, et étudier la nature des agents mutagènes eux mêmes. Il est particulièrement important de pousser plus loin les systèmes d'essais plus élevés pour essayer d'établir si les effets nuisibles de ces extraits constituent vraiment un risque pour les organismes supérieurs.

Remerciements

Les travaux décrits ont été entièrement financés par le Ministère de l'Environnement au Royaume-Uni, et l'autorisation de ce Ministère et du Centre des Recherches sur l'Eau de faire paraître cette contribution est reconnue. Je voudrais remercier l'équipe de mes collègues travaillant sur ce projet au Centre de Recherches sur l'Eau pour leur coopération.

Introduction

The state-of-the-art for evaluating mutagenic and carcinogenic substances in drinking water has advanced considerably over the past decade. Several case studies have provided details not only on what levels of mutagenic or carcinogenic activity to be expected in potable water, but also on refinement and improvement in the methods themselves.

There are, however, a number of unresolved issues in the field which merit further investigation. These include: (1) techniques for extracting carcinogenic and mutagenic substances from drinking water, (2) methods for evaluating toxicity, and (3) interpretation and application of results. Each issue is described more fully below.

Extracting Mutagens and Carcinogens from Drinking Water

Mutagenic and carcinogenic substances, which are typically organic compounds, are found in drinking water at low concentrations such as $\mu\text{g}/1$, $\text{ng}/1$ or less. Therefore, to obtain a sufficient quantity of the components for biological testing, it is necessary to concentrate or extract the mutagenic/carcinogenic constituent from large volumes of water, frequently 10 to 1000 liters. Questions have been raised about the effect the extraction process has on the integrity of the components in the mixture, but the debate on this subject is unresolved.

A recent review paper (Jolley, 1981) summarizes methods for concentrating and isolating organics from drinking water. The concentration processes remove water, leaving dissolved substances and the organics in the residue, whereas the organic substances are removed from the water in extraction processes. Concentration processes include freeze concentration, lyophilization (freeze drying), vacuum distillation, reverse osmosis, and ultrafiltration. Isolation processes include solvent extraction, adsorption onto activated carbon or resins, ion exchange, precipitation, centrifugation, and gas stripping. For each of these methods, the type of organic concentrated plus the advantages and disadvantages of the technique are summarized in Table 1.

Although no single concentration/isolation method is adequate for concentrating all the organics in the water sample, organic extracts have been obtained for toxicological testing using various methods or combinations thereof. Table 2 (Jolley, 1981) summarizes some recent work by several researchers on organics in drinking water. The concentration method as well as the biological testing or toxicity evaluation method are noted for these recent studies.

Once complex mixtures are extracted, they can be submitted to biological assays either as the combined extract or as specific fractions. A considerable amount of information is available concerning the volatile organics, some of which are known carcinogens, but there is much less information on the non-volatile components, which are believed to make up 90 to 95 percent of the organics in drinking water. It is this fraction in particular which must be collected by extraction or concentration before toxicity can be evaluated. More details on results of testing various higher-molecular weight fractions are described in the following section.

Table 1. Practical Methods for Concentrating and Isolating Organic Constituents from Water Samples

Method	Type Organic Concentrated	Advantages	Disadvantages
<i>Concentration Techniques</i>			
Freeze concentration	Polar and nonpolar	Low temperature	Liter volumes, limited concentration, salt concentration
Lyophilization	Nonvolatile	Low temperature, high concentration, low contamination	1-100-L volumes, salt concentration
Vacuum distillation	Nonvolatile	Ambient or near ambient temperature, high concentration, low concentration	1-100-L volumes, salt concentration
Reverse Osmosis	Molecular weight >200	Ambient temperature >100-L volumes	Salt concentration, contamination
Ultrafiltration	Molecular weight >1000	Ambient temperature	Salt concentration, liter volumes
<i>Isolation Techniques</i>			
Solvent extraction	Nonpolar, volatile	Ambient temperature, large volumes, low salt concentration	Solvent contamination, specificity, concentrate storage
Activated carbon	Nonpolar, volatile, nonvolatile	Ambient temperature, >1000-L volumes	Limited recovery of adsorbed organics, concentrate storage, artifacts
Ion exchange	Polar, nonpolar	Large volumes, organic recovery 70-90%	Resin preparation and elution
XAD resin	Nonpolar to polar volatile, nonvolatile	Convenient, ambient temperature, large volumes	Contamination, limited recovery of adsorbed organics, resin preparation
Precipitation	Humic materials, specific chemicals		Specificity
Centrifugation	Macromolecules		Specificity, i.e. large molecules, low volumes
Gas stripping	Volatile	Small samples	Low volumes

References: Jolley (1981)

Methods for Toxicity Evaluation

Once a sample for extract has been obtained from drinking water, a number of biological assays can be employed for evaluating toxicity. Several general schemes have been proposed for testing, while efforts to date have focused on two methods: Ames mutagenicity assay and mammalian cell tests.

Parallel tests are needed with systems that have more relevance to man. However, a current limitation in conducting a wide range of assays is collecting a sufficient volume of extract; extraction procedures typically collect a volume sufficient for one bacterial or mammalian cell test. Another obvious limitation for conducting multiple tests is cost.

Table 2. Selected Examples of Methods used to Prepare Organic Concentrates for Biological Testing

Water Sample	Concentration Method	Reference	Biological Testing
Drinking water	Reverse osmosis	Neal, 1980	Initiation-promotion study (SENCAR mice)
Drinking water	Reverse osmosis	Neal, 1980	Ames test
Drinking water	Reverse osmosis	Loper, 1980	BALB/3T3 fibroblasts
Drinking water	Reverse osmosis	Tardiff et al., 1978 Kopfler et al., 1977	Ames test
Drinking water	Reverse osmosis	Tabor et al., 1980 Loper et al., 1978	Ames test
Drinking water	XAD	Neal, 1980	Initiation-promotion study SENCAR mice)
Drinking water	XAD	Cheh et al., 1980	Ames test
Paper plant effluents	XAD	Douglas et al., 1980	Ames test
Drinking water	Solvent extraction (combination)	Hermon et al., 1978	Cytotoxicity, promotion
Drinking water	Solvent extraction	Cabridenc and Sdika, 1979	Ames test cytotoxicity, promotion
Wastewater effluents	Lyophilization and vacuum distillation	Cummings et al., 1979	Ames test
Wastewater effluents	Ion exchange (combination)	Baird et al., 1980	Ames test
Wastewater effluents	Ion exchange and distillation	Johnston and Verdeyen, 1981	Ames test

References: Jolley (1981)

General Protocol for Testing

Ideally, concentrates or fractionated extracts for drinking water would be subjected to a variety of tests to determine whether they are carcinogenic or mutagenic and, if so, to what degree. Several rational proposals have been made for testing protocol.

Three-Tiered Program

A three-tiered program for evaluating toxic and genotoxic effects from chemicals in environmental mixtures, such as raw water and drinking water, had been recently proposed by the U.S. Environmental Protection Agency (EPA, 1979). These three tiers represent detection (screening), confirmation, and risk assessment of toxicity, as shown in Table 3. There are hundreds of potential short-term and long-term bioassays which have been considered for use in such a program, but only a few have been conducted using drinking water concentrates. The most important criteria for selecting bioassays in water testing are: (1) a wide range of sensitivity to many classes of compounds, (2) low cost and short duration of testing, (3) reproducible results, and (4) a statistical basis for extrapolating results to humans.

The most commonly used assays for detecting mutagens in drinking water concentrates include the Ames test, *Bacillus rec*-assay, and *Saccharomyces cerevisiae*. One specific toxicity test using *in vitro* cultured mammalian cells has been evaluated in terms of inhibitory doses as well as relative potencies with respect to reference toxic chemicals.

Confirmation of toxicity requires longer term studies at a higher cost, as shown in Table 4 (EPA, 1979). Initiation-promotion in Sencar mice, mammalian cellular transformation, and pulmonary adenoma response in Strain A mice require completion times ranging from 10 weeks to one year. These bioassays have yielded

Table 3

THE EVALUATION OF TOXIC AND GENOTOXIC EFFECTS											
EFFECT MEASURED ORGANISM		NONSPECIFIC TOXICITY			MUTAGENICITY				CARCINOGENICITY		
		TOXICITY	ACTIVATION DETOXIFICATION CAPACITY	DNA DAMAGE AND REPAIR	GERMINAL		SOMATIC		INITIATION	PROMOTION	TUMOR FORMATION
					GENE	CHROMOSOMAL	GENE	CHROMOSOMAL			
DETECTION	BACTERIA	●		●			●				
	YEAST	●		●			●	○			
CONFIRMATION	MAMMALIAN CELLS	●	●	●			●	●	●	●	
	PLANTS	●	●	○	●	●	●	●			○
	INSECTS	●	●	○	●	●					○
RISK ASSESSMENT	MAMMALS	●	●	●	●	●	●	●	●	●	●
	HUMANS	●	●	●	○	●	○	●			●

○ EFFECT THAT MAY BE DEVELOPED IN THE FUTURE

Reference: EPA, 1979

Table 4. Comparison of Short-Term and Long-Term Tests

Type of Test	Costs per Test	Time of Performance
Short-Term	\$200—\$20,000	4 days—26 weeks
Long-Term	\$20,000—\$300,000	26 weeks—3 years

References: EPA (1979)

positive results from both water concentrates and pure compounds which have previously been detected in water. Multi-effect studies in mice after longterm feeding of concentrates have shown increased levels of transaminases, liver enlargement, hepatocellular hypertrophy, steatosis, cirrhosis, malignant tumors, and mortality rate.

Battery of Tests

A "battery" of tests combining the detection and confirmation tiers has been suggested by Weisburger and Williams (1981). They recommended that the components of a test battery include microbial mutagenesis, mammalian cell mutagenesis, DNA damage and repair, chromosome alterations, and cell transformation. A decision point approach to carcinogen testing includes four stages and three decision points, as shown in Table 5. This decision point approach is based on a mechanistic understanding of carcinogenesis and allows investigators to continue or stop depending on findings of previous tests. Note that bacterial and mammalian mutagenesis, the most commonly used tests to date, are but the first two biological tests in such a complete biological testing program, indicating the relatively limited status of mutagenic/carcinogenic testing in drinking water at this time.

Table 5. Decision Point Approach to Carcinogen Testing

Stage A.	Structure of chemical
Stage B.	Short-term tests in vitro
	1. Bacterial mutagenesis
	2. Mammalian mutagenesis
	3. DNA repair
	4. Chromosome tests
	5. Cell transformation
Decision Point 1:	Evaluation of all tests conducted in stages A and B
Stage C.	Limited bioassays in vivo
	1. Skin tumor induction in mice
	2. Pulmonary tumor induction in mice
	3. Breast cancer indication in female Sprague-Dawley rats
	4. Altered foci induction in rodent liver
	5. Assays for promoters
Decision Point 2:	Evaluation of results from stage A through all the appropriate tests in stage C
Stage D.	Long-term bioassay
Decision Point 3:	Final evaluation of all the results. This evaluation must include data from stages A and B to provide basis for mechanistic considerations

Reference: Weisburger and Williams (1981)

Bacterial Mutagenesis

With a few exceptions, the detection of potential mutagens/carcinogens in complex mixtures of residue organics in drinking water or wastewater has been conducted using the Ames test (Ames, 1975) based on bacterial mutagenesis.

Ames Test

The test, developed in the early 1970's, is based on the concept that mutation is an initial step in carcinogenesis. McCann et al. (1975) have shown that 90 percent of known carcinogens are mutagenic in this assay; a similar correlation exists between non-carcin-

ogenicity and non-mutagenicity. The assay relies on strains of *Salmonella typhimurium*, which are themselves mutants that cannot synthesize histidine. When placed in a growth medium without histidine, the bacteria cannot grow unless a mutation occurs which alters their histidine dependency. Such mutations can occur as a result of exposure to extracts from water containing mutagenic constituents.

Case Studies

A number of investigators have reported that the Ames test is capable of detecting mutagenic activity in water or wastewater extracts. Loper (1978, 1980), Rappaport (1979), and Hooper (1978) have reported that the Ames/Salmonella microsome assay can detect mutagenic activity in complex mixtures of residue organics. Hooper (1978) reported finding from 20-125 revertants per liter of water from concentrates of four San Francisco Bay area treated water supplies. Comparing raw water to treated drinking water, Hooper et al. (1978) found in three cases that the treated water had higher mutagenic activity; that is possibly due to the formation of chlorinated organics from the disinfection process.

Two other raw water sources in Northern California were found to contain four to nine revertants per liter (James M. Montgomery, Consulting Engineers, Inc., 1980). Schwartz et al. (1981) found in two of three treated water distribution systems that mutagenic activity increased after exposure to the distribution system. Mutagenic constituents may be leaching from materials such as coatings in contact with the water or may be synthesized from chemical reactions occurring in the system, such as continued contact of residual chlorine with organics. McCarty et al. (1981) and Neal (1981) have found mutagenic activity in wastewater concentrates and reported that treatment of wastewater resulted in increased mutagenic activity.

To date, the *Salmonella* tester strains reported to have the highest sensitivity to the complex mixtures are TA98 and TA100. In addition, for most drinking water concentrates, the addition of S9 liver fraction for metabolic activation did not increase the level of mutagenesis detected (Loper, 1980).

James Montgomery, Consulting Engineers, Inc., (JMM) is conducting an extensive mutagenic testing program in a major metropolitan area in the United States. Treated water samples from the experimental plant, a one million gallon per day prototype operating on an influent blend of 50 percent secondary-treated wastewater and 50 percent estuary water, are being compared to treated water from three full-scale water treatment plants in the metropolitan area. Results will be available at a later date.

Masking

In many cases, the organic residue concentrates have been reported to be toxic to the test bacteria used in the Ames assay (Rappaport, 1979; McCarty, 1981; Loper, 1978). Neal (1981) separated the complex mixture of organic concentrate into seven major chemical classes of organic compounds, and each class was tested for mutagenic activity. The combined activity of all the separated fractions was greater than the crude mixture, leading him to suggest that the activity is being masked by toxicity or a masking agent. The study by Loper, et al. (1978) of the mutagenesis of concentrates from six cities measured the distribution of activity among subfractions extracted by organic solvent. The results indicate that some of the mutagenesis was probably due to low levels of one or more relatively active mutagens. Subsequent work (Tabor and Loper, 1980) with the active subfraction using reverse phase high

pressure liquid chromatography (HPLC) for further fractionation has yielded mutagenic activity greater than that found in the original fraction. It seems probable that other low levels of mutagenesis that have been reported may be very conservative, considering that the activity may be masked.

Mammalian Cell Tests

The mammalian systems that show great promise in the evaluation of health effects due to low levels of organics in water are mammalian cell mutagenesis and mammalian cell transformation. Mutagenic testing detects an heritable alteration in DNA following exposure to a compound. In contrast, a cell transformation assay detects a change which is known to lead to malignant tumor production. Some of these are morphological, behavioral, and biochemical changes. Although there is DNA damage associated with carcinogenicity, there are most likely factors other than DNA-damaging agents that can cause an increase in human cancer. In contrast to mammalian cell tests, a positive result in a bacterial mutagenesis assay cannot provide information about the ability of the compound or mixture of compounds to cause cancer since bacteria do not get cancer.

Data from the mammalian systems may ultimately provide toxicity information that may be more relevant to man than the bacterial mutagenesis assays. However, the mammalian systems need improvement if risk assessments are to be made with this data. Also, the cell systems cannot metabolically activate many compounds and need to be activated. Liver homogenates and feeder layers of primary liver hepatocytes have been used, although a standard protocol for testing has not been developed.

Mammalian cell transformation assays measure changes in the cells' growth properties that are directly related to neoplasia. The cell types currently in use are fibroblastic cells derived from rodents. Lang et al. (1980) have reported malignant transformation of BALB/3TC cells following treatment with complex mixtures of residue organic chemicals from drinking water.

As with the assays in the bacterial systems, toxicity may mask the active components. The active sub-fraction isolated by HPLC (Tabor and Loper, 1980) is being tested in the transformation assay to see if the same phenomenon is observed. In addition to the transformation assay, this cell line can also be used to detect a point mutation at the ouabain binding site. Ouabain is a glycoside which inhibits the $\text{Na}^+ - \text{K}^+ - \text{ATPase}$ active-transport system, that is, it inhibits the transport of Na^+ and K^+ by cell membranes. Tabor and Loper have preliminary results (unpublished) showing that both ouabain resistance and transformation are induced with the complex mixture of residue organics in BALB/3TC cells.

JMM is performing mammalian cell transformation assays on XAD-concentrated organics as part of the experimental program described previously. The cell line being used is derived from mouse embryo cells, C3H/10T1/2. A mutational assay for ouabain-resistant mutants in this cell line has also been established and characterized (Landolph, 1979).

In the transformation assay, transformed cells grow into heaped-up colonies of rounded cells which are piled up in a disorderly fashion, while normal cells are more angular and grow in an orderly fashion. Three types of transformed foci can be distinguished. Type I foci are tightly packed cells. Type II foci show massive piling up into opaque multilayers in which cross-crossing is not pronounced. Type III foci are multilayered cross-crossed arrays of densely stained cells. Type II and type III foci are considered malignantly transformed because 50 percent of type II and 85 percent of type III foci,

when injected into suitable hosts, produce malignant tumors.

Mammalian cells can also be used to test for the initiating and/or promoting properties of organic concentrates. For initiation studies, cells are treated with the sample, followed by treatment with a strong promoter. To test for the promoting property, cells are treated with a sub-effective concentration of a known carcinogen, followed by treatment with the test material. If the concentrates have initiator or promoter properties, the appearance of morphologically transformed colonies will be enhanced.

Interpretation of Results

Translating results from toxicity or mutagenicity tests of organic compounds or mixtures in drinking water to human health effects is an area which is in rapid development. Although there is much debate over the exact method of extrapolating from toxicity data, there are signs that progress is being made which can assist engineers in making rational decisions about drinking water quality and treatment.

The National Academy of Sciences (1977) stated several principles on the subject of chemical contaminants, safety and risk assessment. Included were the following: (1) "effects in animals, properly qualified, are applicable to man" and (2) "material should be assessed in terms of human risk, rather than "safe" or "unsafe"."

For individual organic carcinogens in drinking water, both the National Academy of Sciences (1977) and the U.S. Environmental Protection Agency (1981) have developed procedures for assessing the incremental lifetime cancer risk associated with a given quantity of an organic constituent in drinking water, assuming a two liter per day water consumption over 70 years. Although the methods differ slightly, the net effect is that there are methods now for evaluating the relative risks of these compounds. As an example of how this approach can be used for a drinking water supply, Table 6 indicates a list of organics found in a California drinking supply along with the incremental lifetime cancer risk associated with each. With this information, an engineer or a supplier of drinking water can evaluate which is the highest priority compound or group of compounds to control; in this example, the greatest risk and the most important compound to control would be chloroform.

Table 6. Health Effects Estimated for Organics Isolated from California Drinking Water

Compound	Maximum Concentration $\mu\text{g}/\text{l}$	Incremental Lifetime Cancer Risk (Number per Million)
Carcinogens		
Chloroform	23	80
Methylene Chloride	3	5
Trichloroethane	0.2	0.7
Tetrachloroethane	2	10
Lindane	0.005	0.1

Reference: James M. Montgomery, Consulting Engineers, Inc., 1980

For mutagens, as with carcinogens, there is a wide spectrum over many orders of magnitude which characterizes the potency on a weight basis of a given constituent or mixture. At this point, methods do not allow direct extrapolation of findings of mutagenicity, expressed in terms of revertants per liter from a drinking water concentrate, to an estimate of mutagenicity or carcinogenicity in man. One comparison that has been made is that American cigarette smoke condensate has

a specific activity of about 1400 revertants per mg (Rappaport et al., 1978), in contrast with a California drinking water extract analyzed as having 30 revertants per liter. By knowing the amount of cigarette smoke inhaled and a risk factor per cigarette, one could make enough comparisons between drinking a given water supply and smoking. However, this type of comparison could be misleading since the identity of mutagens are unknown and antagonistic or synergistic responses could drastically alter the activities of mixtures.

Summary and Conclusions

Progress is being made in evaluating mutagens and carcinogens in drinking water. Several comprehensive testing protocols have been proposed, but most work to date has utilized bacterial mutagenesis (Ames test). A number of case studies have shown mutagenic activity in concentrates collected from drinking water and wastewater. Considerable efforts are needed before mutagenic data can be translated in risk estimates for humans.

References

- Ames, Bruce N., Joyce McCann, and Edith Yamasaki, "Methods for Detecting Carcinogens and Mutagens with the Salmonella/Mammalian—Microsome Mutagenicity Test," *Mutation Research* 31: 001-014 (1975).
- Baird, R. B., J. Gute, C. Jacks, R. Jenkins, L. Niesess, B. Scheybeler, R. Van Sluis, W. Yanko, "Health Effects of Water Reuse: A Combination of Toxicological and Chemical Methods for Assessment," in *Water Chlorination: Environmental Impacts and Health Effects*, R. L. Jolley, W. A. Brungs, R. B. Cumming, (Eds.), Ann Arbor Science Publishers, Inc., Ann Arbor, Michigan, Vol. 3: 925-935 (1980).
- Cabridenc, R. and A. Sdika, "Proceedings of the European Symposium on Analysis of Organic Micropollutants of Water," Berlin, December 11-13, 1979.
- Cheh, A. M., J. Skochdopole, C. Heilig, P. M. Koski, L. Cole, "Destruction of Direct-Acting Mutagens in Drinking Water by Nucleophiles: Implications for Mutagens Identification and Mutagen Elimination from Drinking Water," in *Water Chlorination: Environmental Impacts and Health Effects*, R. L. Jolley, W. A. Brungs, R. B. Cumming, (Eds.), Ann Arbor Science Publishers, Inc., Ann Arbor, Michigan, Vol. 3: 803-815 (1980).
- Cumming, R. B., N. E. Lee, L. R. Lewis, J. E. Thompson, R. L. Jolley, "Relationship of Disinfection to Mutagenicity in Wastewater Effluents," in *Water Chlorination: Environmental Impacts and Health Effects*, R. L. Jolley, W. A. Brungs, R. B. Cumming (Eds.), Ann Arbor Science Publishers, Inc., Ann Arbor, Michigan, Vol. 3: 881-889 (1980).
- Douglas, G. R., E. R. Nestmann, J. L. Betts, J. C. Mueller, E. G.-H. Lee, H. F. Stich, R. H. C. San, J. R. P. Brouzes, A. L. Chmelauskas, H. D. Paavila, C. C. Walden, "Mutagenic Activity in Pulp Mill Effluents," in *Water Chlorination: Environmental Impact and Health Effects*, R. L. Jolley, W. A. Brungs, R. B. Cumming (Eds.), Ann Arbor Science Publishers, Inc., Ann Arbor, Michigan, Vol. 3: 865-880 (1980).
- Environmental Protection Agency, Environmental Assessment, "Short-Term Tests for Carcinogens, Mutagens and other Genotoxic Agents," EPA-625/9-79-003 (July 1979).
- Environmental Protection Agency, "Water Quality Criteria Documents; Availability," *Federal Register* 45:231, 79319-79379 (November 28, 1980).
- Hemon, D., P. Lazar, R. Cabridenc, I. Chouroulinkov, A. Sdika, B. Festy, C. Gerin-Roze, *Rev. Epid. et Santa. Pub.* Vol. 26: 441-450 (1978).
- Hooper, K., C. Gold, and B. N. Ames, Final Report to Water Resources Control Board, State of California, Sacramento (1978).
- James M. Montgomery, Consulting Engineers, Inc., *Water Quality Study*, Volume 1, Prepared for Contra Costa County Water District, Concord, California (November 1980).
- Johnston, J. B., M. K. Ferdeyen, "Recovery of Mutagens from Water by the Parfait/Distillation Method," in *Chemistry and Analysis of Wastewater Intended for Reuse*, W. J. Cooper, (Ed.), Ann Arbor Science Publishers, Inc., Ann Arbor, Michigan (1981).
- Jolley, Robert L., "Concentrating Organics in Water for Biological Testing," *Environmental Science and Technology*, 15:8, 874-880 (August 1981).
- Kopfler, F. C., W. E. Coleman, R. G. Melton, R. G. Tardiff, S. C. Lynch, J. K. Smith, *Ann. N.Y. Acad. Sci.*, 298: 20-30 (1977).
- Lang, D. R., H. Kurzepa, M. S. Cole, and J. C. Loper, "Malignant Transformation of BALB/3TC Cells by Residue Organic Mixtures from Drinking Water," *J. Env. Path. Toxicol.* 4:41-54 (1980).
- Landolph, J. R. and V. Heidelberger, "Chemical Carcinogens Produce Mutations to Ouabain Resistance in Transformable C3H/10T1/2 Cl8 Mouse Fibroblasts," *Proc. Natl. Acad. Sa. USA*, 76:930-934 (1979).
- Loper, J. C., "Overview of the Use of Short-Term Biological Tests in the Assessment of the Health Effects of Chlorination," in *Water Chlorination: Environmental Impacts and Health Effects*, R. L. Jolley, W. A. Brungs, R. B. Cumming, (Eds.), Ann Arbor Science Publishers, Inc., Ann Arbor, Michigan, Vol. 3: 937-945 (1980).
- Loper, J. C., D. R. Lang, C. C. Smith, in *Water Chlorination: Environmental Impacts and Health Effects*, R. L. Jolley, D. H. Hamilton, H. Gorcher, (Eds.), Ann Arbor Science Publishers, Inc., Ann Arbor, Michigan, Vol. 2: 433-450 (1978).
- Loper, J. C., D. R. Lang, R. S. Schoeny, B. B. Richmond, P. M. Gallagher and C. C. Smith, "Residue Organic Mixtures from Drinking Water Show in Vitro Mutagenic and Transforming Activity," *J. Toxicol. Environ. Health.* 4: 919-938 (1978).
- McCann, Joyce, E. Choi, E. Tamnski, and N. Ames, "Detection of Carcinogens as Mutagens in the Salmonella/Microsome Test: Assay of 300 Chemicals," *Proc. Nat. Acad. Sci., USA* 72:12, 5135-5139 (December 1975).
- McCarty, P. L., J. Kissel, T. Everhart, R. C. Cooper, and C. Leong, "Mutagenic Activity and Chemical Characterization for the Palo Alto Wastewater Reclamation and Groundwater Injection Facility," USEPA, 600/S1-81-029 (1981).
- National Academy of Sciences, *Drinking Water and Health*, Washington, D.C. (1977).

23. Neal, R. A., "Known and Projected Toxicology of Chlorination By-Products, in *Water Chlorination: Environmental Impacts and Health Effects*," R. L. Jolley, W. A. Brungs, R. B. Cummings, (Eds.), Ann Arbor Science Publishers, Inc., Ann Arbor, Michigan, Vol. 3: 1007-1017 (1980).
24. Neal, M. W., L. Mason, D. J. Schwartz, and J. Saxena, "Assessment of Mutagenic Potential of Mixtures of Substances in Renovated Water," USEPA-600/S1-81-016 (1981).
25. Rappaport, S. M., M. G. Richard, M. C. Hollstein and R. E. Talcott, "Mutagenic Activity in Organic Wastewater Concentrates," *Env. Sci. Tech.*, 13: 957-961 (1979).
26. Schwartz, D. J., J. Saxena, and F. C. Kopfler, "Water Distribution System, A New Source of Mutagens in Drinking Waters," *Environmental Science and Technology*, 13:9, 1138-1141 (September, 1979).
27. Tabor, M. W., J. C. Loper, K. Barone, "Analytical Procedures for Fractionating Nonvolatile Mutagenic Components from Drinking Water," in *Water Chlorination: Environmental Impacts and Health Effects*, R. L. Jolley, W. A. Brungs, R. B. Cummings, (Eds.), Ann Arbor Science Publishers, Inc., Ann Arbor, Michigan, Vol. 3: 899-912 (1980).
28. Tabor, M. W. and J. C. Loper, "Separation of Mutagens from Drinking Water Using Coupled Bioassay/Analytical Fractionation," *Intern. J. Environ. Anal. Chem.*, 8: 197-215 (1980).
29. Tardiff, R. G., G. P. Carlson, V. Simmon, "Halogenated Organics in Tap Water: A Toxicological Evaluation," in *Water Chlorination: Environmental Impacts and Health Effects*, R. L. Jolley, (Ed.), Ann Arbor Science Publishers, Inc., Ann Arbor, Michigan, Vol. 1: 195-209 (1978).
30. Weisburger, J. H. and G. M. Williams, "Carcinogen Testing: Current Problems and New Approaches," *Science* 214: 401-407 (October 23, 1981).

Carol H. Tate, Carole J. Leong & Kenneth D. Reich
James M. Montgomery, Consulting Engineers, Inc., 555 E. Walnut Street, Pasadena,
Californie 91101, USA

Introduction

Les règles de l'art pour évaluer les substances mutagènes et carcinogènes dans l'eau potable ont fait des progrès considérables au cours de la dernière décennie. Plusieurs études ont fourni des détails non seulement sur les niveaux d'activité mutagénique ou carcinogénique à prévoir dans l'eau potable, mais aussi sur les raffinements et les améliorations des méthodes elles-mêmes.

Il y a cependant plusieurs questions non résolues qui méritent une étude plus poussée. Parmi celles-ci: (1) les techniques pour extraire les substances carcinogènes et mutagènes de l'eau potable; (2) les méthodes pour évaluer la toxicité, et (3) l'interprétation et l'application des résultats. Chaque question est décrite plus en détail ci-dessous.

Extraction des mutagènes et des carcinogènes de l'eau potable

Les substances mutagènes et carcinogènes qui sont typiquement des composés organiques se trouvent dans l'eau potable à de faibles concentrations de µg/l, ng/l, ou moins. Donc, pour obtenir suffisamment de composants pour des essais biologiques, il faut concentrer ou extraire le composant mutagène/carcinogène de volumes d'eau considérables, fréquemment de 10 à 1000 litres. Des questions ont été soulevées sur l'effet de cette extraction sur l'intégrité des composants dans le mélange, mais le débat à ce sujet reste non résolu.

Un rapport récent (Jolley, 1981) résume les méthodes pour concentrer et isoler les produits organiques dans l'eau potable. Les processus de concentration enlèvent l'eau, laissant des substances dissoutes et des produits organiques dans le résidu, tandis que les substances organiques sont enlevées de l'eau lors d'un processus d'extraction. Les processus de concentration comprennent la concentration par congélation, la lyophilisation (séchage par le froid), la distillation sous vide, l'osmose inversée et l'ultrafiltration. Les processus d'isolement comprennent l'extraction par solvants,

l'adsorption sur du charbon actif ou des résines, l'échange d'ions, la précipitation, la centrifugation et la rectification du gaz. Pour chacune de ces méthodes, le type de concentré organique plus les avantages et les inconvénients de la technique sont résumés au Tableau 1 (Page 9).

Bien qu'aucune méthode simple de concentration/isolement ne soit adéquate pour concentrer tous les produits organiques dans l'échantillon d'eau, des extraits organiques ont été obtenus pour des essais toxicologiques utilisant diverses méthodes ou combinaisons de méthodes. Le Tableau 2 (Page 10) (Jolley, 1981) résume les travaux récents de plusieurs chercheurs s'occupant des produits organiques dans l'eau potable. La méthode de concentration aussi bien que les essais biologiques ou la méthode d'évaluation de la toxicité sont notées pour ces études récentes.

Une fois les mélanges complexes extraits, on peut les soumettre à des dosages biologiques soit comme un extrait combiné soit comme des fractions spécifiques. Beaucoup d'informations sont disponibles sur les produits organiques volatils, dont certains sont reconnus carcinogènes, mais il y en a beaucoup moins sur les composés non-volatils qui constituent, estime-t-on, de 90 à 95% des produits organiques dans l'eau potable. C'est cette fraction en particulier qu'il faut recueillir par extraction ou concentration avant de pouvoir évaluer la toxicité. La section suivante décrit plus en détail les résultats des essais sur diverses fractions d'un poids moléculaire plus élevé.

Méthodes pour évaluer la toxicité

Une fois obtenu un échantillon d'un extrait d'eau potable, plusieurs dosages biologiques peuvent être employés pour évaluer la toxicité. Plusieurs projets généraux ont été proposés pour ces essais, et des efforts ont porté sur deux méthodes principales à ce jour: le dosage de mutagénicité Ames et les essais sur les cellules de mammifères.

Des essais semblables sont nécessaires sur des systèmes qui se rapportent davantage à l'homme. Cependant, une restriction actuelle provient des

possibilités d'obtenir un volume suffisant d'extrait pour réaliser une vaste gamme de dosages; typiquement les procédures actuelles permettent d'obtenir un volume suffisant pour un essai sur cellules de mammifères ou bactériennes. Une autre restriction évidente pour effecteur des essais multiples vient du coût.

Protocole général pour les essais

De préférence, les concentrés ou extraits fractionnés pour l'eau potable seraient soumis à une diversité d'essais pour déterminer s'ils sont carcinogènes ou mutagènes et, si oui, à quel point. Plusieurs propositions rationnelles ont été faites pour un protocole d'essais.

Programme tripartite

Un programme d'essai tripartite pour évaluer les effets toxiques et génotoxiques des produits chimiques dans des mélanges environnementaux, eau brute et eau potable par exemple, a récemment été proposé par la EPA (Agence de Protection de l'Environnement aux Etats-Unis) (1979). Il s'agit de détection (triage), de confirmation et d'évaluation des risques de toxicité, comme il est montré au Tableau 3 (Page 10). Des centaines de biodosages possibles à court et long terme ont été considérés pour servir dans un tel programme mais peu ont servi en utilisant des concentrés d'eau potable. Les critères les plus importants pour le choix des biodosages dans l'essai de l'eau sont: (1) une gamme large de sensibilité à de nombreuses catégories de composés; (2) essais brefs et bon marché; (3) résultats reproductibles, et (4) une base statistique pour extrapoler les résultats aux humains.

Les dosages utilisés le plus pour détection de mutagènes dans les concentrés d'eau potable sont l'essai Ames, Le rec-dosage *Bacillus* et le *Saccharomyces cerevisiae*. Un essai de toxicité particulier, utilisant des cellules de mammifères cultivées *in vitro* a été évalué en termes de doses inhibitrices comme aussi du point de vue activité relative en ce qui concerne des produits chimiques toxiques de référence.

Une confirmation de toxicité nécessite des études à plus long terme et coûtant plus cher, comme indiqué au Tableau 4 (Page 11) (EPA 1979). Des tests d'initiation-promotion sur des souris Sencar, une transformation cellulaire mammifère et une réponse d'adénomes pulmonaires chez des souris Souche A prennent de 10 semaines à un an. Ces biodosages ont donné des résultats positifs pour les concentrés dans l'eau et les composés purs qui ont précédemment été détectés dans l'eau. Les études des effets multiples sur les souris après absorption de concentrés pendant une longue période ont montré des niveaux accrus de transaminases, de gonflement du foie, d'hypertrophie hépatocellulaire, de stéatose, de cirrhose, de tumeurs malignes et de taux de mortalité.

Batterie d'essais

Une "batterie" d'essais combinant les phases de détection et de confirmation a été proposée par Weisburger et Williams (1981). Ils ont proposé que les composants d'une batterie d'essai comprennent la mutagenèse microbienne, la mutagenèse de cellules mammifères, les dégâts et réparation de ADN, les modifications des chromosomes et la transformation des cellules. Une approche décisive des essais carcinogènes comprend quatre stades et trois points de décision, comme il est indiqué au Tableau 5 (Page 11). Cette approche est basée sur une compréhension mécanistique de la carcinogénèse et permet aux enquêteurs de continuer ou d'arrêter suivant ce qui

ressort des essais antérieurs. A noter que la mutagenèse bactérienne et mammifère, les essais les plus courants à ce jour, ne sont que les deux premiers essais biologiques dans un programme complet d'essais biologiques, indiquant les limites des essais mutagéniques/carcinogéniques dans l'eau potable à l'heure actuelle.

La mutagenèse bactérienne

A peu d'exceptions près, la détection de mutagènes/carcinogènes possibles dans les mélanges complexes des résidus organiques dans l'eau potable ou les eaux résiduelles a été réalisée en utilisant l'essai Ames (Ames, 1975) basé sur la mutagenèse bactérienne.

Essai Ames

L'essai, développé au début des années '70, est basé sur le concept que la mutation est un premier pas dans la carcinogénèse. McCann et ses co-auteurs (1975) ont montré que 90% des carcinogènes connus sont mutagènes dans ce dosage; une corrélation semblable existe entre non-carcinogénicité et non-mutagenicité. Le dosage repose sur des souches de *Salmonella typhimurium* qui sont elles-mêmes des mutantes qui ne peuvent synthétiser l'histidine. Placées dans un milieu de croissance sans histidine, les bactéries ne peuvent pousser sauf s'il y a mutation qui modifie leur dépendance à l'histidine. De telles mutations sont possibles à la suite d'exposition à des extraits d'eau contenant des composants mutagènes.

Etudes individuelles

Plusieurs chercheurs ont indiqué que l'essai Ames peut détecter l'activité mutagène dans l'eau ou des extraits d'eaux résiduaires. Loper (1978, 1980), Rappaport (1979) et Hopper (1978) ont indiqué que le dosage Ames/Salmonella microsome peut détecter une activité mutagène dans des mélanges complexes de résidus organiques. Hooper (1978) a déclaré avoir trouvé de 20 à 125 'revertants' par litre d'eau de concentrés de quatre sources d'eau traitée de la région de la Baie de San Francisco. En comparant l'eau brute avec l'eau potable traitée, Hooper et ses co-auteurs (1978) ont trouvé dans trois études que l'eau traitée avait une activité mutagène plus grande; ceci vient peut-être de la formation de produits organiques chlorés à partir du processus de désinfection.

Deux autres sources d'eau brute en Californie du Nord s'avèrent contenir de quatre à neuf 'revertants' par litre (James M. Montgomery, Ingénieurs Conseils, Inc. 1980). Schwartz et ses co-auteurs (1981) ont trouvé dans deux sur trois des systèmes de distribution d'eau traitée que l'activité mutagène augmentait après exposition au système de distribution. Les composants mutagènes peuvent filtrer à partir de substances telles que les revêtements en contact avec l'eau ou peuvent être synthétisés à partir de réactions chimiques dans le système—contact continu du chlore résiduel avec les produits organiques par exemple. McCarty et ses co-auteurs (1981) et Neal (1981) ont trouvé une activité mutagène dans les concentrés des eaux résiduaires et ont déclaré que le traitement des eaux résiduaires entraînait une activité mutagène accrue.

A ce jour, les couches de *Salmonella* soumises à des essais et dit avoir la plus grande sensibilité aux mélanges complexes sont la TA 98 et la TA100. De plus, pour la plupart des concentrés d'eau potable, l'addition de S9 pour activation métabolique n'augmentait pas le niveau de mutagenèse détecté (Loper 1980).

James M. Montgomery, Ingénieurs Conseils, Inc., (JMM) poursuit un programme d'essai mutagène détaillé

dans une importante région métropolitaine des Etats-Unis. Des échantillons d'eau traitée venant de l'installation expérimentale, un prototype fournissant 4½ millions de litres par jour venant d'un mélange montant de 50% d'eaux résiduelles avec traitement secondaire et 50% d'eau d'estuaire, sont comparés avec de l'eau traitée venant de trois installations de traitement d'eau utilisées dans la région métropolitaine. En général l'activité mutagène de l'installation expérimentale d'eau traitée était moindre que dans les installations d'eau potable de la région. Tableau 6 (Page 12) indique ceci.

Dans l'étude de JMM en question, des concentrés sont recueillis sur des résines XAD extraits, avec les solvants et dosés suivant l'essai Ames. Après quatre mois d'essais (de juillet à octobre 1981), JMM a trouvé qu'en général le nombre le plus élevé de revertants sont provoqués dans la souche TA100 sans activation métabolique. Dans la plupart des cas, JMM a trouvé que le nombre de revertants par litre pour chacune des quatre installations variait considérablement d'une semaine à l'autre. La mutagenèse d'une alimentation en eau potable avait une gamme de 10-176 revertants par litre sur la période de 12 semaines que dura l'essai.

Le masquage

Dans bien des cas, les concentrés de résidus organiques ont été trouvés être toxiques aux bactéries d'essai utilisées dans le dosage Ames (Rappaport 1979; McCarty 1981; Loper 1978). Neal (1981) a séparé le mélange complexe de concentré organique en sept grandes catégories chimiques de composés organiques, et chaque catégorie fut soumise à des essais pour déceler l'activité mutagène. L'activité combinée de toutes les fractions séparées était plus grande que le mélange non encore développé, l'amenant à suggérer que l'activité est masquée par la toxicité ou un agent masquant. L'étude de Loper et ses co-auteurs (1978) de la mutagenèse de concentrés de six villes mesurait la distribution d'activité parmi les sous-fractions extraites par solvant organique. Les résultats indiquent qu'une partie de la mutagenèse venait probablement des faibles niveaux d'un ou plusieurs des agents mutagènes relativement actifs. Par la suite (Tabor et Loper 1980) une étude de la sous-fraction active, utilisant la chromatographie liquide, à haute pression en phase inversée pour un fractionnement plus poussé, a montré une activité mutagène plus grande que celle trouvée dans la fraction originale. Il semble probable que d'autres faibles niveaux de mutagenèse qui ont été trouvés peuvent être bien en deça de la vérité, étant donné que l'activité peut être masquée.

Essais sur des cellules mammifères

Les systèmes mammifères qui semblent prometteurs dans l'évaluation des effets de santé venant du faible niveau des produits organiques dans l'eau sont la mutagenèse des cellules mammifères et la transformation des cellules mammifères. Des essais mutagènes détectent une modification héréditaire dans l'ADN à la suite d'exposition à un composé. Par contre, un dosage de transformation des cellules détecte un changement que l'on sait pouvoir produire une tumeur maligne. Ces changements peuvent être morphologiques, biochimiques ou des changements de comportement. Bien que des dégâts ADN soient associés avec la carcinogénicité, il y a probablement des facteurs autres que les agents créant des dégâts ADN qui peuvent entraîner une augmentation de cancer chez les humains. A l'encontre des essais sur cellules de mammifères, un résultat positif dans un dosage de mutagenèse bactérienne ne peut fournir d'information

sur les possibilités du composé ou du mélange de composés d'engendrer le cancer, puisque les bactéries n'ont pas le cancer.

Des données des systèmes mammifères peuvent finalement fournir de l'information sur la toxicité qui peut s'appliquer plus aux hommes que les dosages de mutagenèse bactérienne. Cependant, il faut améliorer les systèmes mammifères pour pouvoir évaluer les risques avec ces données. Et les systèmes de cellules ne peuvent activer métaboliquement nombre des composés, donc doivent être activés. Les homogénats du foie et les couches d'alimentation des hépatocytes primaires du foie ont été utilisés bien qu'un protocole standard pour ces essais n'ait pas été développé.

Les dosages de transformation des cellules mammifères mesurent les changements des propriétés de croissance des cellules qui sont directement associées à la néoplasie. Les types de cellules actuellement utilisés sont les cellules fibroblastiques obtenues des animaux rongeurs. Lang et ses co-auteurs (1989) ont trouvé une transformation maligne de cellules BALB/3TC à la suite de traitement avec des mélanges complexes de produits chimiques organiques résiduels venant d'eau potable.

Comme avec les dosages des systèmes bactériens, la toxicité peut masquer les composants actifs. La sous-fraction active isolée par chromatographie liquide à haute pression (Tabor et Loper 1980) est à l'étude dans le dosage de transformation pour voir si le même phénomène a lieu. En plus du dosage de transformation, cette ligne de cellules peut servir aussi pour détecter une mutation de points au lieu de liaison d'ouabaine.

L'ouabaine est un glycoside qui paralyse le système de transfert actif $\text{Na}^+ - \text{K}^+ - \text{ATPase}$, c'est-à-dire qu'elle paralyse le transfert de Na^+ et de K^+ par les membranes cellulaires. Tabor et Loper ont des résultats préliminaires (non encore parus) montrant que la résistance et la transformation de l'ouabaine sont provoquées par le mélange complexe du résidu organique des cellules BALB/3TC.

JMM effectue des dosages de transformation de cellules mammifères sur des produits organiques concentrés-ZAD dans le cadre du programme expérimental décrit plus haut. La ligne de cellules utilisée provient des cellules d'embryon de souris, C3H/10T1/2. Un dosage mutationnel pour des mutantes résistantes d'ouabaine dans cette ligne de cellules a aussi été établi et caractérisé (Landolph 1979).

Dans le dosage de transformation, les cellules transformées forment des monticules de cellules arrondies qui sont empilées de façon désordonnée, tandis que les cellules normales sont plus angulaires et croissent de façon ordonnée. On peut distinguer trois types de foyers transformés. Les foyers Type I sont des cellules étroitement empilées. Les foyers Type II montrent un tassement massif en multi-couches opaques où le croisement transversal n'est pas prononcé. Les foyers Type III sont des matrices de couches multiples avec croisement transversal de cellules fortement tachées. Les foyers Type II et III sont considérés comme malignes parce que 50% des foyers Type II et 85% des foyers Type III, injectés avec des hôtes appropriés, produisent des tumeurs malignes.

Les cellules mammifères peuvent aussi être utilisées pour contrôler l'initiation et/ou la promotion des concentrés organiques. Pour étudier l'initiation, les cellules sont traitées avec l'échantillon, puis par un promoteur puissant. Pour rechercher la propriété de promotion, les cellules sont traitées avec une concentration peu forte d'un agent carcinogène connu puis avec la substance d'essai. Si les concentrés ont des propriétés d'initiation ou de promotion, l'apparence des colonies morphologiquement transformées sera mise en valeur.

Interprétation des résultats

Extrapoler les résultats des essais de mutagénicité ou de toxicité des composés ou mélanges organiques dans l'eau potable en effets sur la santé des hommes est un sujet en voie de développement rapide. Bien qu'il y ait des discussions serrées sur la méthode exacte pour effectuer cette extrapolation à partir des données sur la toxicité, il est maintenant plus facile pour les ingénieurs de prendre des décisions rationnelles sur la qualité et le traitement de l'eau potable.

L'Académie Nationale des Sciences (1977) a fourni plusieurs principes sur les contaminants chimiques, sur la sécurité et sur l'évaluation des risques. Ainsi: (1) "les effets sur les animaux, convenablement interprétés, sont applicables à l'homme" et (2) il faut évaluer la matière suivant le risque pour l'homme, plutôt que de la qualifier "sans danger" ou "dangereuse".

Pour les agents carcinogènes organiques individuels dans l'eau potable, l'Académie Nationale des Sciences (1977) et l'Agence de Protection de l'Environnement des Etats-Unis (1981) ont développé des méthodes pour évaluer le risque de cancer associé avec une quantité donnée d'un composant organique de l'eau potable, en supposant une consommation de deux litres par jour d'eau pendant 70 ans. Bien que ces méthodes diffèrent légèrement, l'effet général est qu'il y a maintenant des méthodes pour évaluer les risques relatifs de ces composés. Comme exemple de la manière dont cette approche peut servir pour une distribution d'eau potable, le Tableau 6 (Page 12) indique une liste de produits organiques trouvés dans une eau de Californie avec le risque de cancer associé avec chaque produit. Muni de cette information, un ingénieur ou un fournisseur d'eau potable peut évaluer quel composé ou groupe de composés doit être contrôlé en premier lieu; dans cet exemple, le risque le plus sérieux et le composé à contrôler en priorité serait le chloroforme.

Pour les agents mutagènes comme pour les agents carcinogènes, il y a un large spectre de plusieurs ordres de grandeur caractérisant la valeur à partir du poids pour un composant ou mélange donné. Actuellement il n'est pas possible d'avoir une extrapolation directe à partir de la mutagénicité trouvée, exprimée en revertants par litre d'un concentré d'eau potable, de la mutagénicité ou carcinogénicité dans l'homme. Une comparaison faite est que le condensat de la fumée d'une cigarette américaine a une activité spécifique d'environ 1400 revertants par mg (Rappaport et ses co-auteurs, 1978), tandis qu'un extrait d'eau potable de Californie analysé s'est avéré avoir 30 revertants par litre. En connaissant la quantité de fumée de cigarettes avalée et un facteur risque par cigarette, on pourrait faire une comparaison sommaire entre fumer et boire une eau donnée. Cependant ce genre de comparaison pourrait induire en erreur puisque l'identité des mutagènes n'est pas connue et des réponses synergiques ou antagonistes pourraient modifier violemment les activités de mélanges.

Résumé et conclusions

Des progrès existent dans l'évaluation des agents mutagènes et des agents carcinogènes dans l'eau potable. Plusieurs protocoles d'essais complets ont été proposés, mais les travaux à ce jour utilisent surtout la mutagénèse bactérienne (essai Ames). Plusieurs cas individuels ont montré une activité mutagène dans les concentrés obtenus de l'eau potable et des eaux résiduelles. Il faut encore beaucoup de travaux avant que les données mutagènes ne puissent servir pour évaluer le risque pour les humains.

A. Montiel, Service de Contrôle des Eaux de la Ville de Paris 144, avenue Paul Vaillant Couturier—75014 Paris.

"PROGRÈS DANS L'ANALYSE DES SUBSTANCES MUTAGÈNES ET CANCÉRIGÈNES"

Pour la détection et l'évaluation des micropolluants organiques dans les eaux, le chimiste a deux voies d'accès: les mesures globales et les mesures spécifiques. Ces deux méthodes ont leurs avantages et inconvénients:

- les mesures globales: TOC, indice d'acide humique, indice phénol, indice CH₂, oxydabilité, demande biologique en oxygène, absorption UV, fluorimétrie, permettent des dosages directs sur l'eau à analyser, mais ne sont pas spécifiques et ne permettent pas d'évaluer le risque pour la santé de l'homme.
- les mesures spécifiques: chromatographie gazeuse avec détecteur (FID, ECD, FPD, thermoionique, coulométrie . . .), spectrométrie de masse ou liquide haute pression avec détecteur (UV, fluorimétrie, polarographie . . .), permettent de connaître une partie des composés présents dans l'eau. En effet, pour les détecteurs autres que la spectrométrie de masse, l'identification ne se fait que par le temps de rétention; il est donc nécessaire d'avoir un étalon du composé recherché. Pour la spectrométrie de masse, les faibles quantités de composés empêchent l'obtention d'un spectre de masse identifiable. En général, 20 à 30% des composés présents peuvent être identifiés. De plus,

ces méthodes nécessitent une étape de concentration qui n'est pas totale et fait une sélection dans les composés organiques de l'eau. Même si le composé est identifié, s'il est possible par la littérature d'avoir sa toxicité propre, on ne peut rien dire de l'effet résultant d'un mélange de composés. Il est donc indispensable d'avoir en complément des tests biologiques permettant:

- 1° de connaître la biodégradation éventuelle des molécules organiques. En effet, ces composés organiques peuvent être à l'origine de post proliférations bactériennes dans le réseau de distribution (détermination du carbone organique assimilable).
- 2° de connaître l'effet éventuel sur l'homme par deux méthodes: cytotoxicité et mutagénicité.

De gros travaux sont encore à faire dans ce domaine:

- pour le COA, des études ont été faites en Hollande pour le KIWA. Des essais d'applications de ce test montrent qu'il est encore à affiner⁶.
- pour la cytotoxicité, les premiers essais portent sur l'effet de concentrat de micropolluants sur des cellules. On se contentait de compter le nombre de cellules mortes.
Ce test a été amélioré de deux façons:

1° sa sensibilité a été augmentée par mesure de l'inhibition de la synthèse d'ARN des cellules^{1,5}

2° la très bonne sensibilité obtenue par le test a permis l'élimination de l'étape de concentration³, le test se faisant directement sur l'eau (cf. schéma ci-joint)²

- pour la mutagénicité, le test de Ames existe et est utilisé par de nombreux laboratoires. Il a le défaut de nécessiter une étape de concentration des matières organiques. A l'heure actuelle, aucune des méthodes existantes est totale, certaines amènent de plus des pollutions. Le tableau suivant donne la liste de méthodes de concentration et leurs défauts⁴.

Conclusion

Dans la détection et la détermination du risque pour la santé de l'homme des matières organiques de l'eau, les analyses chimiques et les tests biologiques sont tout à fait complémentaires. Pour ces dernières analyses, des travaux sont à faire afin de s'affranchir de l'étape de concentration. Des travaux récents ont montré que pour la cytotoxicité cela était possible, d'autres travaux sont à faire pour le test de Ames.

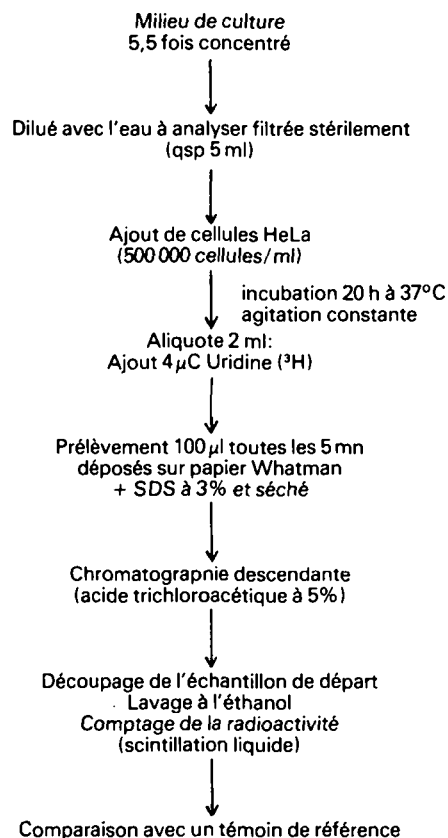
Pour le COA, la méthode est encore à affiner. Je pense que pour le prochain congrès des chercheurs pourront nous faire part de l'avancement des travaux dans ce domaine.

Bibliographie

1. Bazin, M., Cazenave, I., Danglot, C. et Vilagines, R. Etude de la cytotoxicité des eaux—II. Etude de l'action de différentes substances toxiques sur plusieurs synthèses ou enzymes cellulaires et virales. Journal Français d'Hydrologie, 1977, 8, 87-98.
2. Cazenave, I., Danglot, C. et Vilagines, R. Détermination quantitative de la cytotoxicité des eaux. Bulletin de l'Académie Nationale de Médecine, 1978, Tome 162, n° 1, 42-50.
3. Fauris, C., Danglot, C. et Vilagines, R. Mesure de la cytotoxicité des eaux par inhibition de la synthèse d'ARN cellulaire: mise au point d'une microméthode de mesure de la vitesse de synthèse d'ARN cellulaire et domaines d'applications. Conférence présentée au Colloque INSERM:

"l'écotoxicologie", à Lille, 17-18-19 Novembre 1981
En cours de publication.

4. Jolley, R. L. Concentrating organics in water from biological testing. Environmental Science and Technology, 1981, 15, 874-880.
5. Plichon, D., Cazenave, I., Danglot, C. et Vilagines, R. Etude de la cytotoxicité des eaux—I. Mise au point de méthodes autorisant la mise en évidence de la cytotoxicité des eaux sans concentration préalable. Journal Français d'Hydrologie, 1976, 7, 19-32.
6. Van Der Kooij, D., Visser, A. et Hijnen, W. A. Growth of aeromonas hydrophila at low concentrations of substrates added to tap water. Appl. Environ. Microbiol., 1980, 39, 1198-1204.



méthode de concentration	type de composés concentrés	concentration des minéraux	avantages	désavantages	appareil existant dans le commerce	facteur de concentration
Cryoconcentration	polaire et non polaire	oui	basse température	1° concentration des sels 2° perte: le rendement diminue avec la teneur en M.O. 3° pas plus de 10 1	non	20 au plus
Lyophilisation	non volatils polaire et non polaire	oui	basse température, pas de contamination	1° concentration des sels 2° perte des volatils 3° 100 1 au plus	oui	>10 000
Distillation sous vide	non volatils	oui	température ambiante, peu de contamination	1° concentration des sels 2° perte des volatils 3° 100 1 au plus	oui	environ 1000
Osmose inverse	PM > 200	oui	température ambiante	1° concentration des sels 2° contamination possible 3° pertes de faibles poids molaires	oui	> 100 volumes
Ultra filtration	PM > 1000	oui	température ambiante	1° concentration des sels 2° contamination possible 3° perte des poids molaires < 1000	oui	> 10 000
Extraction liquide-liquide	très sélectifs non polaire	non	permet de sélectionner une classe de composés	1° trop sélectif 2° dépend du pH force ionique et température 3° ne permet pas de travailler sur de grosses quantités d'eau 4° pollution possible 5° le solvant d'extraction peut gêner	oui	1000
Adsorption charbon	non polaire et certains composés peu polaires	non	permet de travailler sur de très grands volumes	1° la désorption est difficile 2° pollution possible 3° perte de composés lors de l'adsorption et lors de l'éluion 4° le solvant de désorption peut gêner 5° le volume pouvant passer à travers la colonne d'adsorbant dépend des M.O. de l'eau	oui	> 10 000
Adsorption résines	non polaire et certains composés polaires	oui et non suivant le type de résine	permet de travailler sur de très grands volumes	1° pollution possible par la résine 2° trop sélectif 3° perte de composés lors de l'adsorption et de la désorption 4° le solvant de désorption peut gêner 5° le volume pouvant passer à travers la colonne d'adsorbant dépend des M.O. de l'eau	oui	> 10 000

Development in organisation of water quality control

Progrès récents en matière d'organisation du contrôle de la qualité de l'eau

Authors: Jose Roman Sanchez de la Nieta
Auteurs: & M. Santos Commendador
(Spain)

Leading Contributors: J. Chedal (France)
Contributeurs Principaux: M. C. Dart (UK)
Dr. W. J. Masschelein (Belgium)

José Román Sánchez de la Nieta, Chief Engineer of the Water Treatment Department, Canal de Isabel II, Madrid, Spain & Mariano Santos Comendador, Chief of the Laboratory Division, Canal de Isabel II, Madrid, Spain

"RECENT PROGRESS IN THE ORGANISATION OF WATER QUALITY CONTROL"

1. Introduction

Water quality control consists of 'the continuous and vigilant evaluation and sanitary inspection of the innocuousness and acceptability of the potable water supply' (WHO). Sanitary protection must guarantee that each component part of the potable water supply system (origin or source, treatment, storage and distribution) functions for varied purposes with a reliability level of at least 95%, and for certain special circumstances (toxic substances, legal actions, etc.) of practically 100%.

The elements of the control programme include technical, physical, chemical, biological and institutional examination of the water supply.

To organise effective programmes of potable water vigilance, it is necessary to have appropriate laws, regulations and policies.

The legislation established must define, for legal effects, the authority or authorities which must supervise proper compliance with the regulations, the body or bodies delegated to administer the law, what is understood as potable drinking water and the obligatory establishment of Technical-Health Standards for impoundment, treatment, distribution and control of quality, as well as the bodies, either public or private, which because they are active in one of the cited phases of potable water distribution are obligated to comply therewith.

It must not be forgotten that monitoring of the quality of drinking water is fundamentally a health measure, the primary aim of which is to protect the population from every type of health risk, present and future, involved with the quality of drinking water. Thus it is the sanitary authorities, generally Boards of Health, which consequently must be especially qualified to carry out this monitoring.

There are still many nations lacking this basic legislation or whose legal provisions are for the most part antiquated, which must organise monitoring of water for public consumption by either establishing their own legislation in light of the recent progress in this field, on the basis of the directives of competent organisations such as the OECD, WHO, EPA, etc., or else adopting said directives.

2. General description of the control system

2.1 Generalities

The organisation of water quality control, limited to the

scope of potable water supplies, has the purpose of obtaining, compiling and employing data which lead us to achievement of the following objectives which guarantee the potability of water within established standards.

It must be kept in mind that to plan strategy for water quality control, there is a need for immediate and exact data with regard to the distribution system (water shutoffs, flow variations, by-passes, tank cleaning, etc.). Moreover, there must be interrelation with state and municipal health authorities and—if these exist—with other entities supplying water to the same urban centre. Such relations will serve to unify criteria in the case of contradictory results which can originate from unfamiliarity with the conditions of the distribution networks. In addition, they will serve to avoid duplicate work and the overlapping of functions.

2.2. Objectives

The objectives must include:

2.2.2 Knowledge of the water at its source; the possibilities of its treatment, or in other words the feasibility of provoking the physical, chemical and biological changes which convert natural water into drinking water; avoiding its contamination or preventing it from reaching values which cannot be stopped by the treatment barriers or which represent excessive strain thereon, with the risk which technical failure can mean; and the protection of impoundment sources for ecological and recreational purposes. The degree of protection, the quality of the water supplied, etc., will define the necessary controls and the parameters for putting them into practice.

2.2.2 Perfection of the processes of treatment and of the effluents of the Stations realising them, with monitoring of the parameters defining the quality of untreated and treated water, along with analytical assays for substantiation of the treatment process.

2.2.3 Conservation of water quality in the distribution system, with supply of optimal data relating to it.

3. Structure of the control system

3.1 Types of control

In accordance with the mentioned objectives, the organisation of networks of water quality control is based on the following structure:

3.1.1—Control of the quality of water at its source

- 3.1.2—Control of the treatment stations
- 3.1.3—Control of the distribution system

3.2 Sampling programme

To maintain good control of water quality, it is absolutely necessary to have an effective sampling programme. For each type of control it is necessary to establish:

- 3.2.1—The assays or tests to be made
- 3.2.2—Types of analysis
- 3.2.3—Location, class and number of sampling points or stations
- 3.2.4—Sampling techniques
- 3.2.5—Sampling frequency and minimum number of samples
- 3.2.6—Statistical analysis of the data obtained

3.2.1 Assays or tests to be made

Although the selection of assays or tests to be made depends mainly on the objectives of the control programme, there are many common to all programmes. Their proper selection will be maximized in two ways:

- a) Whenever possible, an assay should be made which is representative of an entire group of them.
- b) Prior knowledge of the probable presence of a certain substance in the water, and of the need to regularly control it.

Table 1 specifies, in light of the directives of the OECD and in application of the guide levels of potable water quality of WHO, the characters related with the water source, the causes of pollution and the use made of the water.

The symbols Δ and \square indicate the assays of greater importance and those of lesser importance which, however, should be made if possible. Also, assays are grouped which can be substituted by one of them, and those which usually must be controlled for the structured objectives are indicated.

3.2.2 Types of analysis

For analytical control of the quality of a water supply, three types of analysis are established:

- I—Priority or minimum analysis
- II—Normal or routine analysis
- III—Complete analysis

3.2.3 Location, class and number of sampling points or stations

The location, class and number of sampling points must be such that the analytical results obtained are representative of the quality of the mass or course of water at source, of the maximum effect of treatment and of the conservation of quality in the distribution system.

3.2.4 Sampling techniques

Use will always be made of techniques in use or those recommended by national or international directives which make the sample as representative as possible of the water quality.

Close attention must be given to conservation of the sample, and to the minimum possibility of interaction between the water sample and its container.

3.2.5 Sampling frequency

The frequency of sampling necessary for a given parameter of quality depends on the degree of its sanitary importance, on the level of variation in its concentration, on the factors which can affect its presence and on the population threatened.

The sanitary importance of a parameter, obviously, is the first factor to consider. For example, the health risk associated with the presence of pathogens in a water supply justifies great sampling frequency, whereas the existence of iron, due to its scant importance to health, does not call for such high sampling frequency. Variations in its concentration are also worth considering: whereas the level of bacterial contamination is generally subject to seasonal

Table 1. Determinands related to water uses, water sources and sources of pollution

Identification usually monitoring	Group Determinands	Sources of water		Uses		
		Ground water	Surface water	Public and high quality industrial supplies	Fish	Recreation
13	Physical					
5-13	Temperature	Δ	Δ	Δ	Δ	Δ
5-13	Colour	\square	Δ	Δ	Δ	Δ
5-13	Turbidity	\square	Δ	Δ	Δ	Δ
1	Transparency		Δ		Δ	Δ
10-13	Suspended solids	\square	Δ	Δ		\square
	Organoleptic					
5-13	Taste	\square	Δ	Δ		
5-13	Odour	\square	Δ	Δ	\square	Δ
	Chemical general					
5-8-13	pH	Δ	Δ	Δ	Δ	\square
2-5-13	Conductivity					
2-5	Salinity	Δ	Δ	Δ	Δ	
2-4-8	Dissolved solids					
2-4	Alkalinity	Δ	Δ	Δ	Δ	\square
2-4	Acidity	Δ	Δ	Δ	Δ	\square
2-4	Hardness	Δ	Δ	Δ		
1-5-13	BOD					
2-4-13	COD (Chemical oxygen demand)		Δ	Δ	\square	
1-5-13	UV-absorption		\square	\square	\square	
	Gases					
2-5	O ₂ —Oxygen dissolved	Δ	Δ	Δ	Δ	\square
2-5	Cl ₂ —Chlorine residual			Δ		
1-5-8	SH ₂ —Hydrogen sulphite	Δ	Δ	Δ		

	Chemical Inorganic I					
4-8	Ca—Calcium	△	△	△	△	
4-8	Mg—Magnesium	△	△	△	△	
4-7	Na—Sodium	△	△	△	△	
4	K—Potassium	□	□	□	□	
5-9-10	Fe—Iron	△	△	△	△	
5-9-10	Mn—Manganese	△	△	△	△	
2-5	Al—Aluminium	□	□	△	△	
4-8	SO ₄ —Sulphate	△	△	△	△	
4-8	Cl ₂ —Chloride	□	□	□	□	
2-4	SiO ₂ —Silica	□	□	□	□	
5-7-13	NO ₃ —Nitrate	△	△	△	△	□
5-7-13	NO ₂ —Nitrite	△	△	△	△	△
5-7-13	NH ₄ —Amonium	△	△	△	△	△
5-1	Organic Nitrogen		□	□		
5-1	Total Nitrogen		□	□		
1-8	Ortophosphate—P		△	△	△	△
1-8	Total—P	□	△	△	△	△
1-8	Total phosphate—P		△	△	△	△
1-4-12	F—Fluoride	△	△	△	□	△
1-4-7-13	CN—Cyanide	△	△	△	△	△
	Chemical Inorganic II					
6-7	Cd—Cadmium					
6-7	Cr—Chromium					
6	Ni—Nickel					
6-7	Pb—Lead	△	△	△	△	△
6-7	As—Arsenic					
6-7-8	Zn—Zinc					
1-7	Ab—Asbestos		□	□		
6-8-9	Cu—Copper					
5-7	Hg—Mercury	△	△	△	△	△
6-7	Se—Selenium					
1	Ba—Barium					
1-7	Be—Beryllium	△	△	△		
2-5-7	Ag—Silver					
	Organic					
1	Humic substances	△	△	△		
1	Organic acids	△	△	△		
1	Nitrosamines		△	△		
1-7	Polynuclear aromatic hydrocarbons (PAH)		□			
1-5-7-8-13	Phenols	△	△	△	△	△
1-11-13	Synthetics detergents	△	△	△	△	△
1-7	Pesticides					
1-13	Petroleum oils including gasoline	△	△	△	△	
1-7	Chlorobenzenes					
1-2	Carbon tetrachloride		□	□		
2	Acrylamide			□		
2-5-7	Trihalomethanes			△		
3-7	Vinyl chloride monomer			△		
	Radiochemical					
7	Gross α activity					
7	Gross β activity					
7	Individual γ emitters	△	△			
7	Radio nuclides					
	Biological					
1	Chlorophyll		△			
1	Toxicity	△	△	△	△	△
	Microbiological					
13	Coliforms organisms					
13	Faecal coliforms organisms					
13	Faecal streptococci	△	△	△	△	△
13	Sulfite-reducing clostridium					
	Virological factors					
	Supplementary					
	Flow rate	△	△			
	Air temperature		△			
	Atmospheric pressure		△			
	Solar radiation		△			
	Other meteorological data					

Notes:

1. Source origin contaminants
2. Introduced in treatment
3. Introduced during distribution
4. Substances whose concentration is unlikely to vary during distribution
5. Substances whose concentration may vary during distribution
6. Substances whose main source provides of distribution system
7. Health related substances

8. Substances related to taste and odour

9. Substances causing discolouration

10. Substances causing turbidity

11. Substances causing foaming

12. Desirable substances

13. Determinands usually monitored for operational purposes

△ Considered likely to be of particular importance

□ Would probably have less significance but nevertheless would be worth monitoring if practicable

variations, seasonal variation in the concentration of most heavy metals is of little importance. Moreover, certain occurrences such as industrial discharges can increase the risk of a certain heavy metal being present at some moment. Finally, the frequency of the monitoring necessary must take into account the size of the population subject to the risk.

3.2.6 Statistical analysis of the data obtained

Regrettably, there are many water quality standards which employ absolute limits, but it should be borne in mind that these limits do not concord with statistical reality. That is, real data always occur in a scattered manner, and there is always a finite possibility of the water exceeding any absolute quality limit at some

moment. Doubtless the simplest way to describe water quality is with the use of statistical presentation.

In addition, the continuous increase in contamination and in quality requirements have resulted in water analysis laboratories being literally submerged in a sea of analytical data. There comes a moment when this accumulation produces more harm than good, if not properly processed with the use of statistical techniques. There are two basic aspects of the analytical data collected to judge water quality which can be made clearly evident with current methods of statistical expression: central value and variability. Central value refers to the value around which the data tend to group and is expressed by the arithmetic and the geometric mean, the average, the mode and other values. Variability is used to refer to the proximity of the field of the points to the central value, or to the degree of dispersion from the true value. Variability is generally described by parameters such as typical deviation, reliability limits of 95% and percentile values such as centile 50 and centile 90.

To describe water quality, any simple statistical presentation is acceptable (average and typical deviation, average and limits of reliability of 95%, etc.), but possibly the most adequate method is use of the 50 and 90 percentile values of a distribution frequency. This approach has the advantage of a simple graphic presentation based on a diagram of arithmetic or logarithmic probabilities. The method of constructing this diagram can be found in any elemental statistics text. The inclination of the curve is a graphic description of variability, and the value of the centile 50 describes the central tendency.

3.1.1 Control of the quality of water at its source

3.1.1.1 Analysis

Minimum analysis includes:

- Temperature
- Conductivity
- pH
- Dissolved oxygen
- Turbidity

Normal analysis furthermore includes:

- Colour
- Microbiological characters
- Biological test (Ichthyometry)

Complete analysis will consist of determining the parameters established as those usually controlled for the operational objectives, and those presumed which can constitute a danger to health or be unacceptable, such as: heavy metals, phenols, cyanides, hydrocarbons, etc.

3.1.1.2 Location of the sampling points or stations, and their type

— Regardless of whether control is continuous or intermittent, the control stations or points will be established according to representation, the parameters to measure, their frequency and the best site for permanent installation.

— For reasons of best representation, the sites should be chosen where the water mass is homogeneous, upstream from the water supply outlets and downstream from the potential sources of pollution, or in the very watersheds if this can be important; in zones removed from sample-damaging influence such as water back-ups, accumulations of phytoplankton or aquatic plant growth; in the principal tributary flows.

— It must be possible to obtain hydraulic and atmospheric data, etc.

— For reasons of ease and protection, the sampling

point or station should be easily accessible for maintenance and change of equipment parts, and its location sufficiently withdrawn and protected from possible damage by vandalism or simple curiosity.

We can identify three types of sampling stations:

- a) Mobile stations for preliminary studies, detection and quantification of intermittent contaminant discharges in cases of emergency; confirmation of values deduced by mathematical models of load inputs, etc.
- b) Fixed primary stations, where owing to use of the water strict control of its quality is required. They must be capable of continuous control of important characteristics and of providing higher centres of decision and control, at least weekly, with a wide range of data.
- c) Secondary stations, or in their absence simple sampling points for discreet sampling, a limited number of tests and the confirmation of mathematical models, for intermittent data depending upon the population supplied and the characteristics of the water.

3.1.2 Control of the Treatment Stations

3.1.2.1 Generalities

In the treatment stations, it is necessary to oversee the parameters defining the quality of raw and treated water and the analytical assays of the treatment process.

Essentially, there is a double reason for the automation of water treatment: to assure a guarantee of quality and satisfactory operation of the Treatment Plants, and a reduced labour force.

In the automation of Plants, experience has shown that the gauging sensors or pickup units constitute the fundamental and critical element, since every subsequent improvement, even with a computer, becomes aleatory if we do not have the necessary reliability, and much less for joining it with an automatic correction system. In addition, so far there is no adequate sensor for certain fields of the treatment process, such as occurs with colour, coagulation, etc.

To date, the individual actions of the treatment process, with automation functioning satisfactorily, are practically:

- 1) Control of the intake flow
- 2) pH adjustment in the untreated water
- 3) Filter washing
- 4) Sterilisation
- 5) Final pH correction
- 6) Handling and dosage of chemical products
- 7) Alerts

It is important to recognise 'a priori' that automatic devices are susceptible to failure and can remain out of service for certain periods of time, and therefore manual procedures must form an integral part of any treatment.

3.1.2.2 Analysis

Minimum analysis includes:

- Organoleptic characters: Indication of those apparent of colour, turbidity, odour and taste.
 - Physicochemical and/or desired characters:
 - Nitrites
 - Ammonia
 - Conductivity
 - Residual chlorine
 - Microbiological characters:
 - Total coliforms
 - Fecal coliforms
- Normal analysis also includes:
- Organoleptic characters: Nephelometrically-determined turbidity

- Physicochemical and/or desired characters:
 - Temperature
 - pH
 - Nitrates
 - Oxidizability to permanganate
 - Microbiological characters:
 - Aerobic bacteria content at 37°C
 - Fecal streptococci content
 - Sulphitoreducer clostridia content
- Complete analysis has the same significance as that established in control of the water at its source.

3.1.2.3 Sampling frequency

The periodicity and number of analyses are carried out in accordance with Tables 2 and 3.

Minimum or priority analyses are made on all samples.

Table 2. Periodicity and minimum number of samples taken upon exit from each treatment station and before entering the distribution system

Municipality supplied	Minimum number of samples
Up to 2,000 inhabitants	1 monthly
Up to 6,000 inhabitants	1 fortnightly
Up to 20,000 inhabitants	1 weekly
More than 20,000 inhabitants	1 daily

The amount of residual chlorine will be checked daily.

Table 3. Normal and complete analyses will be made at the points of maximum representativeness of the water supply, in accordance with the following chart:

Municipality supplied	Normal	Complete
Fewer than 20,000 inhabitants	2 per year	1 per year or in case of necessity
From 20,000 to 50,000 inhabitants	1 per month	1 per year or in case of necessity
From 50,000 to 100,000 inhabitants	2 per month	2 per year or in case of necessity
More than 100,000 inhabitants	4 per month	1 per quarter or in case of necessity

The need for complete analyses in addition to those obligatory, and if necessary for parameters in addition to the complete analysis, shall be determined by the competent authorities according to each particular situation.

3.1.3 Control in the distribution system

3.1.3.1 Generalities

Control in the distribution system has the following aims:

- The supply of optimal data on water quality.
- Evaluation of the water quality in the different subdivisions of the system, with definition and classification of the quality levels to thus permit correction of abnormal situations and tendencies.
- Contribution to knowledge of the hydraulics of the system.

In the distribution system, the data obtained can be exploited by informatics processing of the results to maximize the indicated objectives.

3.1.3.2 Election of the sampling points

The need for immediate data from the distribution system (physical structure of the network, location of the sampling point, analytical history, water cutoffs, etc.) is indispensable for the planning of quality control strategy.

Evaluation thereof in a distribution system must be made starting from samples extracted directly from the pipelines. The sampling points or stations (Fig. 1) must be so located that they follow the course of the water from its entry into the distribution system and through the larger and smaller arteries thereof, in accordance with planning which takes into account flow variations, the points of greatest contamination risk, those of low consumption, bottom hollows, divides, etc. Attempt must be made to always have the samples be as representative as possible.

3.1.3.3 Sampling frequency

Minimum and priority analyses are carried out according to Table 4.

For normal and complete analyses, the same criterion is followed as for the water entering the distribution network.

4. Cost of control

Sampling and analysis constitute the largest proportion of the total cost of the control programme, and it can be said that cost is largely proportional to the frequency of sampling. Automatic sampling simple and compound, where appropriate, effectively reduces part of the cost.

For the moment, automatic control is limited by the

Fig. 1.

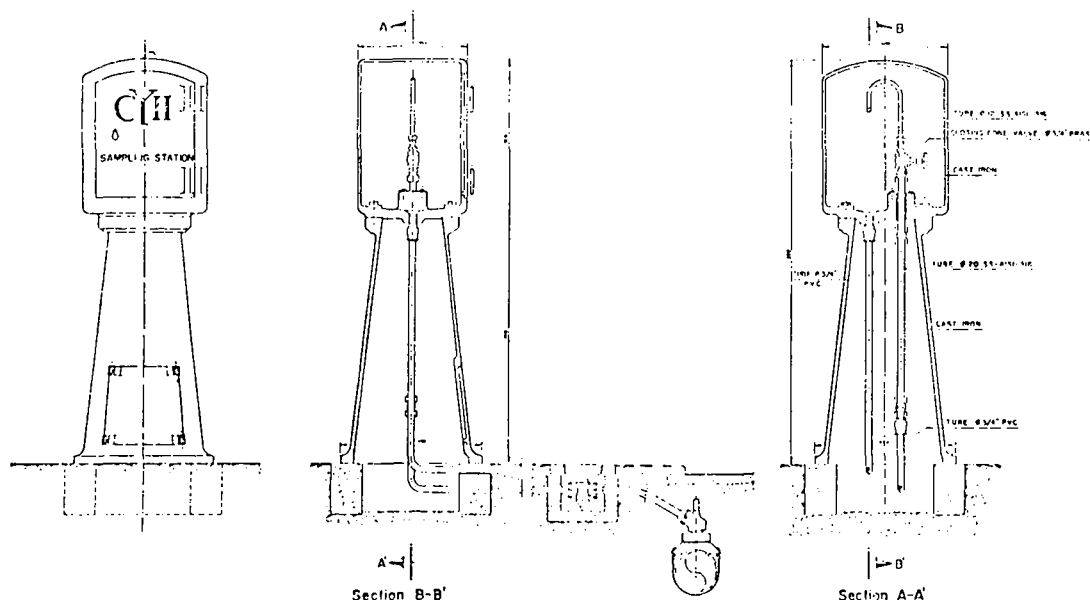


Table 4. Periodicity and minimum number of samples from the distribution system will be:

Municipality supplied	Maximum interval between successive samples	Minimum number of which must be taken in the entire distribution network
Fewer than 20,000 inhabitants	1 month	One sample for each 5,000 inhabitants and per month
From 20,000 to 50,000 inhabitants	2 weeks	
From 50,000 to 100,000 inhabitants	4 days	One sample for each 10,000 inhabitants and per month
More than 100,000 inhabitants	1 day	

high cost of investment in equipment and the number of reliable tests which can be controlled by this means.

Water quality control is related to the population served; supplies serving large municipalities are controlled more intensively than those serving small communities.

Emphasis must be placed on the selection of the pollution indicators and on rapid tests (minimum or priority analyses), rather than on direct investigation of specific pathogens, for example, in the water. While some or all of such tests can be made in the average laboratory at reasonable cost, other specific analyses such as of virus require special laboratories with a substantial increase in cost.

Laboratory capacity should be used to the maximum without limitation to only the minimum requirements, since greater testing frequency will provide not only more exact control but less costly use of the laboratory.

Although with no other purpose than orientation, it can be estimated that analysis cost in a medium-sized laboratory can vary from \$10 to \$20, and a virological test from \$100 to \$200. The cost of a type I analysis of a water sample must be estimated as between \$60 and \$120, and a type II or normal analysis as between \$140 and \$240.

5. Automatic analysis and data recordal

5.1 Generalities

Indubitably, continuous analysis of the water is the ideal procedure for controlling its quality, and automatic vigilance with the establishment of networks of analysis stations is the best way to obtain the necessary data with speed and amplitude, with time for verification and reflexion in operation of the Treatment Plants for response to an alarm provoked by a technical failure, heavy contamination, etc.

Water is conditioned by a series of operations in the Treatment Stations to a pre-established quality, so that its quality differs from that prior to the treatment process. This means that the conditioning of the water at the end of the operation complies with certain pre-established standards, which must refer to a mean value with tolerance limits. The control of an operation means that a deviation which exceeds the fixed tolerance limits must provoke a counteraction.

Intervention in the parameter of observed quality—a means in the majority of cases at the end of the treatment operation—by a counteraction at the commencement of the operation, requires a flow of data in the direction opposite to that of the advance of the process; this recurrent circuit is what is known as 'feed back'. The 'feed back' can be made by a person (for example, by closing a valve) or by a machine. In such case we have 'an automatically-controlled operation'.

5.2 Network structure for automatic vigilance of the water

An automatic network of vigilance and control stations is structured in a diagram manner by:

5.2.1—Vigilance sensor units (analysis)

5.2.2—Peripheral control stations

5.2.3—Communication units (data transmission)

5.2.4—Main control centre

The diagram of an automatic water quality control unit system with distributed knowledge is shown in Fig. 2.

5.2.1 Vigilance sensor units

These can continuously record not only the minimum or priority tests (pH, conductivity, dissolved oxygen, turbidity, total oxygen demand), but also the content of specific pollutants such as heavy metals, phenols, cyanides, hydrocarbons, etc.

5.2.2 Peripheral control stations

These are stations of data reception, processing and transmission and conversion thereof, with establishment of their own algorithm procedures, alarm systems, sensor-cleaning decisions, etc.

5.2.3 Communication units

These forward the data received from various sources (gauge sensors) continuously and successively on the same channel, taking care that each bit of information reached the proper receiver ('time-multiplexing'), or relay data proceeding from various sources under different forms (for example, frequencies) so that they can be carried by a single channel without one interfering with another ('frequency-multiplexing').

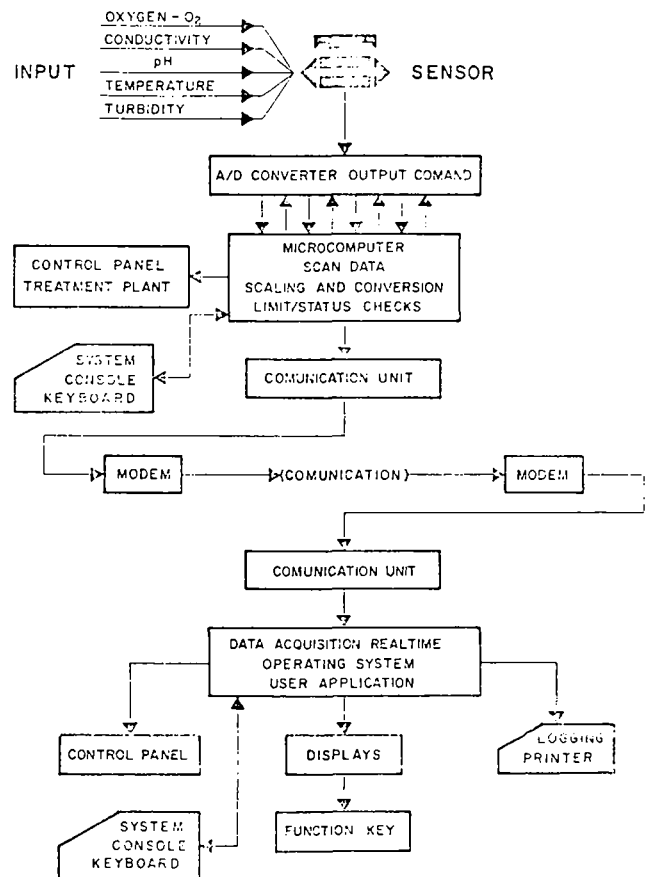


Fig. 2. Management and control system of quality water at its source (lakes, reservoirs or rivers)

5.2.4 Main control centre

This centre is equipped to process the analytical data received from the different stations and present it adequately (teletypes, printers, videos, etc.). All telecontrol operations can be carried out automatically with the aid of a computer. The specifications for a telecontrol system with a central computer can be given only after detailed study of the different problems. This analysis implies one or more years of close collaboration between those responsible for supply and the computer specialists. It must be emphasized that satisfactory function of a telecontrol system such as that described depends on the reliability of the transmission channels between the vigilance sensor units and the computer.

6. Relation between local control and national standards of quality and inspection for their observance

Local controls must verify that water distributed by the supply system meets the proper characteristic requirements defined by the guide levels of drinking water quality, or in their absence the imperative or health-approved levels of the regulating national standards, and if these do not exist, of International Organisations such as WHO.

An adequate instrument of information, responsibilities and competencies must be established between water supply companies and administrative and health authorities.

José Román Sánchez de la Nieta, Ingénieur en Chef du Service du Traitement de l'Eau, et Mariano Santos Comendador, Chef du Service Laboratoire, Canal de Isabel II, Madrid, Espagne.

"RÉCENTS PROGRÈS DANS L'ORGANISATION DU CONTRÔLE DE LA QUALITÉ DE L'EAU"

1. Introduction

Le contrôle de la qualité de l'eau consiste en "une évaluation et une inspection sanitaire soigneuses et permanentes de l'innocuité et de l'acceptabilité de la distribution d'eau potable" (O.M.S.). La protection sanitaire doit garantir que chaque élément du système de distribution d'eau potable (ressource, traitement, stockage et distribution) fonctionne pour diverses fins avec un niveau de fiabilité de 95% au moins et pour certaines circonstances spéciales (substances toxiques, actions juridiques, etc) sensiblement de 100%.

Les éléments du programme de contrôle comprennent les examens techniques, physiques, chimiques, biologiques et organisationnels de la distribution de l'eau.

Pour organiser des programmes efficaces de vigilance sur l'eau potable, il faut disposer de lois, règlements et modes d'action appropriés.

La législation doit définir réglementairement le ou les autorités qui doivent surveiller la mise en oeuvre adéquate des règlements, le ou les organismes délégué(s) pour administrer la loi, ce que l'on entend par potabilité et l'établissement de Normes Techniques-Santé pour les eaux captées, le traitement, la distribution et le contrôle de la qualité, ainsi que des individus ou personnes morales, publiques ou privées devant les observer dans la réalisation de leurs activités pour une des phases indiquées de la distribution d'eau potable.

Il ne faut pas oublier que surveiller la qualité de l'eau potable est essentiellement une mesure de santé, le but principal étant de protéger la population des risques pour la santé, actuels ou futurs, résultant du niveau de qualité de l'eau potable. Ce sont donc les autorités sanitaires, généralement des Conseils de Santé (Board of Health) qui doivent surtout conduire ce genre de surveillance.

Il y a encore beaucoup de nations qui ne disposent pas encore de cette législation de base ou dont les règlements sont pour la plupart dépassés, et qui doivent donc organiser une surveillance de l'eau pour la consommation du public, soit en imposant leur propre législation d'après les récents progrès dans ce domaine, sur la base des directives d'organisations compétentes telles que l'O.C.D.E., l'O.M.S., l'A.P.E., etc., ou bien en adoptant ces directives.

2. Description générale du système de contrôle

2.1 Généralités

L'organisations du contrôle de la qualité de l'eau, limitée à la distribution de l'eau potable, cherche à obtenir, compiler et employer des données qui permettent de réaliser les objectifs suivants afin de garantir la potabilité de l'eau dans des limites établies.

Il faut se rappeler que pour avoir une stratégie de contrôle de la qualité de l'eau, il faut avoir des données immédiates et exactes sur le système de distribution (vannes, variations de débit, dérivations, nettoyage de réservoirs, etc). Il faut aussi qu'il y ait interrelation avec les autorités de l'Etat et municipales et—s'il y en a—avec les autres personnes morales fournissant de l'eau à ce centre urbain. De tels rapports serviront à unifier les critères en cas de résultats contradictoires qui peuvent venir d'un manque d'information sur les conditions des réseaux de distribution. Ils serviront aussi à éviter le double emploi et un chevauchement de fonctions.

2.2 Buts

2.2.1 Connaître l'eau à sa source, avoir la possibilité de la traiter ou en d'autres termes la maîtrise de ses transformations physiques, chimiques et biologiques pour passer de l'eau naturelle à l'eau potable, évitant sa contamination ou l'empêchant d'atteindre des proportions qui ne pourraient être contre-carrées par les traitements ou qui représentent une contrainte excessive sur elle avec risque de panne technique, protection des sources d'eau captée avec les aménagements écologiques et récréatifs que des masses d'eau en mouvement ou captée impliquent. Le degré de protection, la qualité de l'eau fournie, etc, définiront le contrôle adéquat et les paramètres pour l'obtenir.

2.2.2 Développement de méthodes de traitement et des effluents des Stations d'épuration avec une surveillance des paramètres définissant la qualité de l'eau traitée et de l'eau non traitée avec des dosages analytiques pour justifier les méthodes de traitement.

2.2.3 Préservation de la qualité de l'eau dans le système de distribution avec fourniture des données correspondantes.

3. Structure du système de contrôle

3.1 Types de contrôle

Conformément aux buts mentionnés, l'organisation des réseaux de contrôle de la qualité de l'eau est basée sur la structure suivante:

3.1.1 Contrôle de la qualité de l'eau à sa source

3.1.2 Contrôle des Stations de Traitement

3.1.3 Contrôle du système de distribution.

3.2 Programme d'échantillonnage

Pour maintenir un bon contrôle de la qualité de l'eau, il est absolument essentiel d'avoir un programme d'échantillonnage efficace. Pour chaque type de contrôle il faut établir:

3.2.1 Les dosages ou essais à faire

3.2.2 Les types d'analyses

3.2.3 L'emplacement, la catégorie et le nombre de points ou de stations d'échantillonnage

3.2.4 Techniques d'échantillonnage

3.2.5 Fréquence de l'échantillonnage et nombre minimum d'échantillons

3.2.6 Analyse statistique des données obtenues.

3.2.1 Les dosages ou essais à faire

Bien que le choix des dosages ou essais à faire dépende surtout des objectifs du programme de contrôle, beaucoup conviennent à tous les programmes. Le choix sera maximisé de deux façons:

- a) A chaque fois que cela sera possible, un dosage sera fait qui est représentatif d'un groupe de dosages.
- b) Connaissance préalable de la présence probable d'une certaine substance dans l'eau, et le besoin de la contrôler régulièrement.

Le Tableau 1 (Page 2) spécifie, suivant les directives de l'O.C.D.E. et en application des niveaux indiqués par l'O.M.S. sur la qualité de l'eau potable, les caractères associés à la ressource, les causes de pollution et l'utilisation de l'eau.

Les symboles Δ et \square indiquent les dosages d'importance plus ou moins grande mais qui cependant devraient être effectués si possible. Et les dosages sont aussi groupés qui peuvent se substituer l'un pour l'autre et ceux qui doivent généralement être contrôlés pour les buts structurés.

3.2.2 Les types d'analyses

Trois types d'analyses sont établis pour le contrôle analytique de la qualité d'une distribution d'eau:

- I. Analyse prioritaire ou minimum
- II. Analyse normale ou de routine
- III. Analyse complète.

3.2.3 Emplacement, catégorie et nombre de points ou de stations d'échantillonnage

L'emplacement, la catégorie et le nombre de points d'échantillonnage doivent être tels que les résultats analytiques obtenus soient représentatifs de la qualité de l'eau de la ressource de l'effet maximum du traitement et de la préservation de la qualité dans le système de distribution.

3.2.4 Techniques d'échantillonnage

Les techniques courantes ou celles recommandées par des directives nationales ou internationales rendant l'échantillonnage aussi représentatif que possible de la qualité de l'eau seront toujours employées.

Il faut bien veiller à préserver l'échantillon et à avoir le moins de risques possible d'interaction entre l'échantillon d'eau et son contenant.

3.2.5 Fréquence de l'échantillonnage

La fréquence de l'échantillonnage nécessaire pour un paramètre de qualité donnée dépend du degré de son importance sanitaire, du niveau des variations de sa concentration, des facteurs pouvant affecter sa présence et de la population menacée.

L'importance sanitaire d'un paramètre est évidemment le premier facteur à considérer. Par exemple, le risque pour la santé associé à la présence de pathogènes dans une distribution d'eau justifie une grande fréquence d'échantillonnage, tandis que la présence de fer, ayant peu d'importance pour la santé, en requiert beaucoup moins. Les variations de concentration doivent aussi être étudiées: le niveau de contamination bactérienne varie généralement avec les saisons tandis que les variations saisonnières de la concentration de la plupart des métaux lourds sont de peu d'importance. De plus, certains faits tels que des décharges industrielles peuvent augmenter le risque qu'un certain métal lourd soit présent à tel ou tel moment. Et enfin la fréquence de la surveillance nécessaire doit tenir compte du nombre de personnes soumises au risque.

3.2.6 Analyse statistique de données obtenues

Malheureusement beaucoup de normes de qualité de l'eau constituent des limites absolues, mais il faut se rappeler que ces limites ne coïncident pas avec une réalité statistique. Ainsi des données réelles existent toujours de façon éparpillée, et il y a toujours une possibilité certaine que l'eau pourra dépasser à un moment donné toute limite absolue de qualité. Evidemment la façon la plus simple pour décrire la qualité de l'eau provient de l'utilisation d'une présentation statistique.

De plus, l'augmentation de la contamination et des besoins de qualité ont fait que les laboratoires d'analyse de l'eau ont été littéralement submergés par un océan de données analytiques. Il arrive un moment où cette accumulation produit plus de mal que de bien, si elle n'est pas convenablement traitée avec des techniques statistiques. Deux aspects essentiels des données analytiques recueillies pour juger de la qualité de l'eau peuvent être mis en évidence avec les méthodes actuelles: la valeur centrale et la variabilité. La valeur centrale se réfère à la valeur autour de laquelle les données ont tendance à se grouper et s'exprime par une moyenne arithmétique et géométrique. La variabilité est employée pour se référer à la proximité du champ des points par rapport à la valeur centrale ou au degré de dispersion de la valeur réelle. La variabilité est généralement décrite par des paramètres tels qu'écart-type, limites de fiabilité de 95% et valeurs par centiles telles que centile 50 et centile 90.

Pour décrire la qualité de l'eau, toute présentation statistique simple est acceptable (écart type et moyen, moyenne et limites de fiabilité de 95%, etc.), mais la méthode peut-être la plus adaptée est celle qui utilise les valeurs par centiles 50 et 90 d'une fréquence de distribution. Cette approche a l'avantage d'une présentation graphique simple basée sur un schéma de probabilités arithmétiques ou logarithmiques. La méthode pour construire ce schéma se trouve dans tout texte de statistique élémentaire. L'inclinaison de la courbe est une description graphique de variabilité et la valeur du centile 50 décrit la tendance centrale.

3.1.1 Contrôle de la qualité de l'eau à la source

3.1.1.1 Analyse

Une analyse minimum comprend:

- la température

- la conductivité
- le pH
- l'oxygène dissous
- la turbidité.

Une analyse normale comprend aussi

- la couleur
- le caractère microbiologique
- un essai biologique (ichthyométrie).

Une analyse complète consistera à déterminer les paramètres établis comme ceux qui servent généralement à contrôler le fonctionnement, et ceux qui peuvent constituer un danger pour la santé ou être inacceptables, tels que métaux lourds, phénols, cyanures, hydrocarbures, etc.

3.1.1.2 Emplacement des points ou stations d'échantillonnage et leur type

- Que le contrôle soit continu ou intermittent, les stations ou points de contrôle seront établis suivant la représentation, les paramètres à mesurer, leur fréquence et le meilleur site pour une installation permanente.
- Pour la meilleure représentation, les sites doivent être choisis là où l'eau est homogène, en amont des débouchés de distribution d'eau et en aval des sources possibles de pollution, ou dans les bassins hydrographiques eux mêmes si cela est important; dans des zones éloignées comportant des effets pouvant nuire aux échantillons—amoncellement d'eau, accumulation de phytoplancton ou de plantes aquatiques; dans le débit du tributaire principal.
- Il faut pouvoir obtenir des données hydrauliques et atmosphériques, etc.
- Pour des raisons de facilités et de protection, le point ou la station d'échantillonnage doit être d'accès facile pour l'entretien et les réparations des équipements; son emplacement doit être suffisamment éloigné et protégé d'éventuel vandalisme ou des simples curieux.

Nous pouvons identifier trois types de stations d'échantillonnage

- a) des stations mobiles pour les études préliminaires, la détection et la quantification des décharges intermittentes de contaminants en cas d'urgence; la confirmation des valeurs déduites de modèles mathématiques sur les entrées de charge, etc.
- b) des stations primaires fixes où, du fait de l'utilisation de l'eau, il faut un contrôle strict de sa qualité. Elles doivent pouvoir contrôler de façon continue les caractéristiques importantes et approvisionner en informations des centres de décision et de contrôle, au moins une fois par semaine, avec une grande diversité de données.
- c) des stations secondaires ou en leur absence de simples points d'échantillonnage pour un échantillonnage discret, un nombre limité d'essais et la confirmation des modèles mathématiques pour des données intermittentes dépendant de la population à desservir et des caractéristiques de l'eau.

3.1.2 Contrôle des stations de traitement

3.1.2.1 Généralités

Dans les stations de traitement, il faut suivre les paramètres définissant la qualité de l'eau brute et de l'eau traitée ainsi que des dosages analytiques de la méthode de traitement.

En fait il y a deux raisons pour l'automatisation du traitement de l'eau: assurer une garantie de qualité, et

obtenir un fonctionnement satisfaisant des Installations de Traitement, avec une main d'oeuvre réduite.

Dans l'automatisation des Installations, l'expérience a montré que les senseurs et les éléments de pickup ou constituaient une fonction essentielle et critique du système, chaque amélioration qui survient, même avec un ordinateur, devenant aléatoire sans la fiabilité nécessaire, ceci d'autant plus s'il y a en outre un système de correction automatique. De plus, jusqu'à maintenant il n'y a pas de détecteur adéquat dans certains domaines de la méthode de traitement, pour la couleur, la coagulation, par exemple.

A ce jour, les actions individuelles de la méthode de traitement, avec un fonctionnement automatique satisfaisant, sont en pratique:

- 1) le contrôle du débit d'entrée
- 2) l'ajustage du pH dans l'eau non traitée
- 3) le lavage des filtres
- 4) la stérilisation
- 5) la correction finale de pH
- 6) la manutention et le dosage des produits chimiques
- 7) les alarmes.

Il est important de reconnaître "a priori" que les dispositifs automatiques peuvent tomber en panne et rester hors service pendant un certain temps; les procédures manuelles doivent donc constituer une part intégrale de tout traitement.

3.1.2.2 Analyse

Une analyse minimale comprend:

- les caractères organoleptiques: indication de couleur, de la turbidité, de l'odeur et du goût
- les caractères physico-chimiques: par rapport à ceux souhaités
 - nitrites
 - ammoniacque
 - conductivité
 - chlore résiduel
- les caractères microbiologiques:
 - les colliformes
 - les colliformes fécaux

Une analyse normale comprend aussi:

- les caractères organoleptiques: turbidité déterminée néphélométriquement
- les caractéristiques physicochimiques celles souhaitées.
 - la température
 - le pH
 - les nitrates
 - l'oxydabilité au permanganate
- les caractères microbiologiques:
 - contenu aérobique des bactéries à 37°C
 - contenu de streptocoques fécaux
 - contenu de clostridions sulfitoréducteurs.

Une analyse complète a la même signification que celle établie pour le contrôle de l'eau à sa source.

3.1.2.3 Fréquence de l'échantillonnage

La périodicité et le nombre des analyses se font suivant les Tableaux 2 et 3 (Page 5).

Des analyses minimales ou prioritaires sont faites sur tous les échantillons.

3.1.3 Contrôle dans le système de distribution

3.1.3.1 Généralités

Le contrôle dans le système de distribution a les buts suivants:

- la fourniture de données optimales sur la qualité de l'eau
- une évaluation de la qualité de l'eau dans les

différentes sub-divisiones du système, avec définition et classement des niveaux de qualité pour permettre d'effectuer des corrections dans des situations anormales ou qui tendraient à la devenir.

- une contribution à la connaissance de l'hydraulique du système.

Dans le système de distribution, les données obtenues peuvent être exploitées par un traitement sur ordinateur des résultats afin de maximiser les objectifs indiqués.

3.1.3.2 Détermination des points d'échantillonnage

Le besoin d'avoir des données immédiates du système de distribution (structure physique du réseau, emplacement du point d'échantillonnage, analyse de l'historique, coupures d'eau, etc) est essentiel pour le planning de la stratégie de contrôle de la qualité.

Dans un système de distribution, l'évaluation doit être faite en partant des échantillons extraits directement des conduites. Les points ou stations d'échantillonnage (Fig. 1) (Page 5) doivent être placés de façon à suivre le cours de l'eau depuis son entrée dans le système de distribution en passant par les artères plus ou moins grandes suivant le planning qui tient compte des variations de débit, des points où le risque de contamination est le plus grand, des points de consommation faible, les zones stagnantes, des lignes de partage des eaux, etc. Il faut chercher à ce que les échantillons soient toujours les plus représentatifs possible.

3.1.3.3 Fréquence de l'échantillonnage

Des analyses minimales ou prioritaires sont faites comme il est indiqué au Tableau 4 (Page 6).

Pour les analyses normales et complètes, le même critère est suivi que pour l'eau entrant dans le réseau de distribution.

4. Le coût du contrôle

L'échantillonnage et l'analyse constituent la plus importante part du coût total du contrôle; on peut dire que le coût est proportionnel à la fréquence de l'échantillonnage. Un échantillonnage automatique simple et composé bien réparti, réduit efficacement une partie du coût.

Actuellement le contrôle automatique est limité par le coût élevé de l'investissement en matériel, et le nombre d'essais fiables pouvant ainsi être contrôlés.

Le contrôle de la qualité de l'eau est associé à la population servie; les distributions desservant de grandes municipalités sont contrôlées de plus près que celles qui desservent de petites communautés.

Il faut se concentrer sur le choix des indicateurs de pollution et sur les essais rapides (analyses minimales ou prioritaires) plutôt que par exemple, sur l'étude directe de pathogènes déterminés dans l'eau. Bien que certains ou la plupart de ces essais puissent être faits dans un laboratoire moyen pour un prix raisonnable, d'autres analyses bien déterminées telles que concernant les virus nécessitent des laboratoires spéciaux avec une augmentation considérable du prix.

Il convient d'utiliser la capacité du laboratoire au maximum sans se limiter aux besoins minima, car une fréquence d'essais plus grande non seulement fournira un contrôle plus exact, mais réduira également le coût global d'utilisation du laboratoire.

Simplement à titre d'indication on peut estimer que le coût des analyses dans un laboratoire moyen peut varier de 10\$ à 20\$ et un essai virologique de 100\$ à 200\$. Le coût d'une analyse type I d'un échantillon d'eau peut être estimé être de 60\$ à 20\$ et une analyse normale ou du type II de 140\$ à 240\$.

5. Analyse automatique en enregistrement des données

5.1 Généralités

Sans aucun doute une analyse continue de l'eau est la méthode parfaite pour contrôler sa qualité et une surveillance automatique avec l'établissement de réseaux de stations d'analyse est la meilleure façon pour obtenir rapidement et en abondance les données nécessaires, avec suffisamment de temps pour la vérification et la répercussion dans le fonctionnement des installations de traitement pour réagir en cas d'alarme produite par une panne technique, une contamination importante etc.

Une série d'opérations dans les Stations de Traitement conditionne la qualité pré-établie de l'eau pour que sa qualité soit différente après traitement. Ceci veut dire que le conditionnement de l'eau à la fin de l'opération est conforme à certaines normes pré-établies qui doivent se référer à une valeur moyenne avec des limites de tolérance. Le contrôle d'une opération signifie qu'une déviation qui dépasse les limites de tolérance fixées doit produire une contre-action.

Une modification du paramètre de la qualité notée—généralement moyenne fin de traitement—par un contre-indication en début de celui-ci, nécessite un flux de données dans la direction opposée au sens du procédé; ce circuit périodique est connu sous le nom de "feed back". Ce "feed back" peut venir d'une personne (par exemple en fermant une soupape) ou d'une machine. Dans ce cas nous avons "une opération contrôlée automatiquement".

5.2 Structure du réseau pour une surveillance automatique de l'eau

Un réseau automatique de stations de surveillance et de contrôle est structuré de façon schématique comme suit:

5.2.1—Éléments de détection et de surveillance (analyse)

5.2.2—Stations périphériques de contrôle

5.2.3—Unités de communication (transmission des données)

5.2.4—Centre principal de commande

La Fig. 2 (Page 6) montre un schéma d'un système d'éléments de contrôle de la qualité de l'eau avec connaissance distribuée.

5.2.1 Éléments de détection et de surveillance

Ceux-ci peuvent enregistrer de façon continue non seulement les essais minima ou prioritaires (pH, conductivité, oxygène dissous, turbidité, demande globale d'oxygène), mais aussi le contenu de polluants, spécifiques tels que métaux lourds, phénols, cyanures, hydrocarbures, etc.

5.2.2 Stations périphériques de contrôle

Celles-ci sont des stations pour recevoir, traiter, transmettre et convertir les données, en établissant leur propre méthode d'algorithme, systèmes d'alarme, décisions sur le nettoyage des détecteurs, etc.

5.2.3 Unités de communication

Elles transmettent les données reçues de diverses sources (senseurs) de façon continue et successivement sur la même voie, en prenant soin que chaque bit d'information atteindra le récepteur approprié ("multiplexage du temps") ou transmettent des données venant de diverses sources sous des formes différentes (fréquences notamment) de sorte qu'elles peuvent passer sur une voie unique sans interférence de l'une avec l'autre ("multiplexage des fréquences").

5.2.4 Centre principal de commande

Ce centre est équipé, pour traiter les données analytiques reçues des différentes stations et les présenter utilement (télétypes, imprimeurs, vidéos, etc). Toutes les opérations de télécommande peuvent se faire automatiquement avec l'aide d'un ordinateur. Les spécifications pour un système télécommandé avec un ordinateur central ne peuvent être données qu'après étude détaillée des divers problèmes. Cette analyse requiert une ou plusieurs années de collaboration étroite entre les responsables pour la distribution et les spécialistes des ordinateurs. Il faut souligner qu'une fonction satisfaisante d'un système de télécommande tel que décrit dépend de la fiabilité des canaux de transmission entre les détecteurs de surveillance et l'ordinateur.

6. Rapport entre le contrôle local et les normes nationales de qualité; inspection pour leur mise en pratique

Un contrôle local doit s'assurer que l'eau distribuée par le système est bien conforme aux besoins caractéristiques définis par les niveaux indiqués de qualité d'eau potable ou, en leur absence, par les niveaux imposés ou approuvés du point de vue santé par les normes nationales de contrôle; s'il n'y en a pas, on retiendra celles des organisations internationales telles que l'O.M.S.

Un instrument d'information adéquat, des responsabilités et des compétences doivent s'établir entre les compagnies de distribution d'eau, les autorités administratives et les Services de Santé.

Jean Chedal, Compagnie Générale des Eaux, 52 rue d'Anjou, 75008 Paris, France

L'eau contrairement à de nombreux produits industriels ne peut faire l'objet d'un contrôle systématique avant 'livraison'.

Les résultats des analyses de contrôle réglementaire de la qualité de l'eau par l'autorité sanitaire ne sont souvent connus qu'après consommation de l'eau. Au mieux, l'eau se trouve dans le réseau de distribution, et il est alors impossible d'avoir la moindre action sur sa qualité.

Si les résultats analytiques sont mauvais, ce contrôle externe au distributeur ne peut ainsi conduire qu'à des décisions de portée partielle.

La permanence de la qualité de l'eau repose donc sur le producteur distributeur d'eau. Pour cela il pratique un 'contrôle interne' nécessairement intégré au cycle production-distribution.

Le plus souvent, l'eau distribuée résulte de traitements physico-chimiques. L'ajustement de ceux-ci aux caractéristiques de l'eau brute est l'un des moyens de contrôle interne.

Ce réglage des taux de réactifs se fait au vu des paramètres 'de production': paramètres pouvant être mesurés localement dans un délai compatible avec les variations de qualité. Les progrès essentiels réalisés ces dernières années concernent l'utilisation d'appareillages de mesure en continu de ces paramètres. Le stade ultime d'évolution est l'automatisation complète du traitement (1) qui garantit la fiabilité la plus grande.

L'emploi d'une véritable régulation est possible dans certaines circonstances: c'est le cas de l'ozonation virulicide (Fig. 1). Le dosage est piloté par le résiduel obtenu dans l'eau traitée (2).

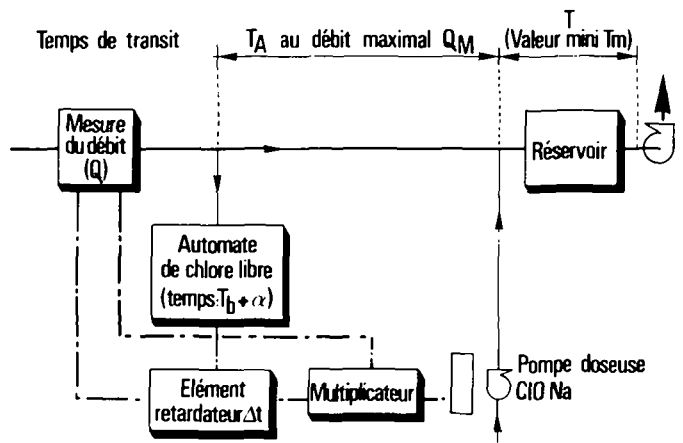


Fig. n° 2. Principe fonctionnel du réglage de la chloration bactéricide

Pour certains procédés, une telle solution ne peut être mise en oeuvre. C'est le cas de la chloration finale pour laquelle un nouvel automatisme a été développé (Fig. 2).

Dans ce cas, on procède par anticipation. Un automate, par test expérimental continu de l'eau, détermine le taux de traitement pour satisfaire l'effet bactéricide (Loi de Chick) (3). Cet équipement est placé suffisamment en amont du point de traitement pour que l'information 'taux de traitement' pilote l'organe de dosage au moment où l'eau testée par l'automate passe au point de traitement.

L'ensemble des fonctions logiques de cet automatisme est réalisé par un minicalcateur numérique comme dans de nombreux cas (4, 5, 6).

Se fier aux seuls paramètres 'de production' pour régler les réactifs impose au traiteur de savoir que ce mode d'exploitation assure la conformité aux normes (7, 8, 9) sur les autres paramètres.

Cette connaissance résulte de l'expérience acquise en particulier par la mesure régulière sur la filière de traitement de 'paramètres d'information'. L'étude de ces mesures permet de déterminer des seuils de qualité d'eau brute au-delà desquels le mode d'ajustement des traitements doit être modifié. Les stations d'alerte, dont l'utilisation se développe (10, 11) ont pour objectif de déclencher une alarme en cas de dépassement de ces seuils.

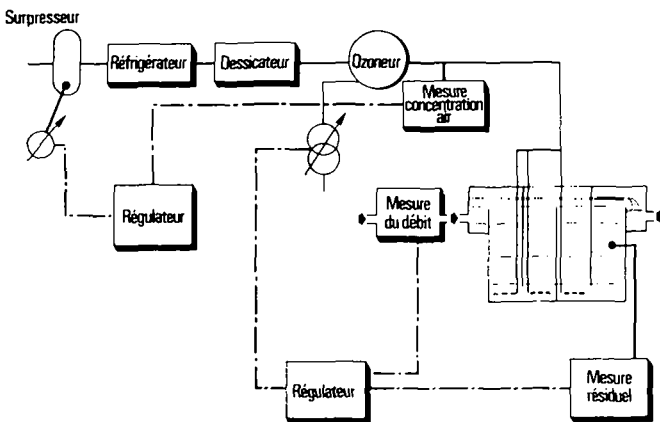


Fig. n° 1. Principe fonctionnel de régulation de l'ozonation virulicide

Les traitements ne sont pas seulement adaptés aux conditions amont. Ils doivent de plus en plus conditionner l'eau pour que sa qualité se conserve dans le réseau situé à l'aval (12, 13, 14, 15, 16).

La complexité des moyens mis en oeuvre pour assurer l'objectif de qualité implique des études qui s'affinent ces dernières années, elles concernent:

- la mise au point d'automatismes de traitement et d'alarme mais aussi des équipements et la conception du génie civil (13, 17),
- les essais de nouveaux procédés, l'optimisation de ceux-ci, le test de filières (18, 19, 20, 21, 22, 23, 24, 25, 26),
- la connaissance de l'écosystème que constitue le réseau de distribution (14, 16),
- les enquêtes pour déterminer les risques potentiels actuels et futurs frappant l'environnement. Celles-ci permettent de définir les caractéristiques limites d'eau brute en cas de pollution accidentelle (10).

Enfin il convient de souligner l'importance dans le 'contrôle interne' de l'entretien et de la surveillance des ouvrages jusqu'au robinet du consommateur (27).

Pour satisfaire les évolutions mentionnées, l'importance des moyens à mettre en oeuvre va croissant. Sur le plan des équipements on peut retenir:

- les appareillages d'analyse (28, 29),
- les techniques numériques. Elles sont employées 'on line' dans les automatismes. Mais leur utilisation permet aussi de dépouiller plus facilement et plus

rationnellement toutes les mesures lorsqu'elles sont rassemblées dans une banque de données (Fig. 3). (30).



Fig. n° 3. Terminal de la banque de données

Grâce à l'ensemble de ces dispositions le traiteur distributeur d'eau augmente son savoir-faire. Celui-ci constitue l'élément essentiel du contrôle interne lui permettant d'assumer la responsabilité de la qualité de l'eau.

M. C. Dart (United Kingdom)

"THE RELATIONSHIP BETWEEN LOCAL CONTROL OF POTABLE WATER QUALITY IN ENGLAND AND NATIONAL AND INTERNATIONAL REGULATIONS"

Potable water quality in England is generally of a very high standard and has been since the recognition of water supplies as a carrier of disease in the nineteenth century. Surprisingly this has been brought about with the minimum of formal regulations. The main statutory duty of a water undertaking in relation to quality is to supply wholesome water, but there is no scientific definition of what constitutes wholesomeness.

Water authorities and private water companies have hitherto had their own practices and have generally had regard to the relevant World Health Organisation Guidelines and to "The Bacteriological Examination of Water Supplies" issued jointly by the Department of Health and Social Security and the Department of the Environment.

However acceptance of the EC Directive relating to the quality of water intended for human consumption seems likely to impose a more closely defined, although not necessarily more rigorous, set of criteria for water quality and its monitoring. This is causing the water industry in the UK to examine some of the peculiarities of the legislation in this area which in many cases is different from that in other countries.

In particular the absence of any right of access by the water undertaking to premises for the purpose of taking samples makes it extremely difficult to carry out random sampling at consumers' taps. The responsibility of the water undertaker in England ends at the curtilage of the consumers premises and thereafter the consumer is responsible for any deterioration in quality.

In London it is the practice to take samples from consumers' taps, with their permission, following complaints of odour, taste or discolouration. These

samples are, of course, biased and do not give a true indication of the quality of water in the distribution system or at consumers' taps. Although a change in the law to allow water authorities access to premises for sampling purposes would theoretically solve the problem past experience has shown that many households in the cities are unoccupied during the day and the cost of collecting large numbers of random samples could be excessive. A better approach might be to take "random" samples from public buildings such as schools, local government offices etc.

There are also special technical difficulties in applying the sampling requirements of the Directive to water supplies in large cities such as London. Here the complexities of the distribution system are such that it is not possible to associate a group of consumers with one particular source of treatment works and thus it is difficult to interpret the requirements of the Directive in relation to the frequency of analysis. The acceptability of administrative boundaries such as parliamentary constituencies in place of finite zones of distribution for water from particular sources is being investigated.

Although the acceptance of the Directive may, at first sight, provide greater assurance to the public of the quality of potable water it could be a retrograde step if water undertakers come to believe that by merely following its requirements they totally discharge their responsibilities. The existing apparently informal system coupled with a high level of management expertise has in fact maintained a very high standard of water quality for many years. It is vital that we achieve a synthesis of all that is best in the traditional practice and the new requirements.

1. La nécessité d'une protection sanitaire accrue face à l'augmentation des risques réels ou potentiels encourus par l'environnement implique la prise en charge d'un nombre de paramètres en augmentation constante et des déterminations plus spécialisées. Le coût de ces contrôles intervient de manière décisive dans la stratégie de centralisation-décentralisation des moyens. Autre impératif: la rapidité de l'information. Celle-ci est essentielle non seulement pour toute intervention sanitaire en réseau ou chez le consommateur, mais aussi dans la conduite de stations de traitement d'épuration opérant à charge élevée. Ces contraintes immédiates sont étrangères aux préoccupations d'entités dont la fonction est autre, tels les centres de recherches et instituts d'hygiène, et doivent en saine organisation, rester du ressort de la personne de droit public responsable de la qualité de l'eau fournie au consommateur.

2. Compte-tenu de ces impératifs et de la dispersion territoriale des captages de la CIBE et de leur éloignement des zones de consommation, la direction des laboratoires a conçu une stratégie de contrôles hiérarchisés dont la conception générale est la suivante: s'appuyer sur un dispositif de gestion centralisée et responsable de la qualité et du traitement des eaux au sein de l'entreprise sur un laboratoire central avec centre d'information spécialisé et liaison opérationnelle avec les systèmes de contrôles à distance sur un ensemble de laboratoires décentralisés géographiquement et qui se complètent par leurs missions spécialisées.

3. Les prélèvements et l'hiérarchisation des contrôles sont articulés comme suit:

3.1 Analyses permanentes: mesures d'indices de groupe significatifs enregistrés en continu aux laboratoires des centres de traitement importants et en 3 points pour chaque voie d'adduction importante:

- à la sortie des captages et en cours d'adduction; où il s'agit de la turbidité et du chlore dissous, partant du fait que la plupart des contaminations pendant le transport de l'eau se révèlent par un accroissement de la turbidité et par une consommation de chlore.

- à l'entrée des réservoirs têtes des zones de consommation où sont enregistrées en plus la conductivité et la T° de l'eau de façon à vérifier le mélange des eaux adduites de diverses provenances. Cette séquence de trois contrôles en continu de paramètres de groupe, constitue un premier degré à partir duquel sont modulées les analyses du deuxième niveau: à savoir, les analyses de routine.

3.2 analyses de routine:

- Il s'agit de l'analyse bactériologique et de la détermination quotidienne des éléments majeurs sur chaque voie d'adduction ainsi que de la mesure périodique de paramètres spécifiques à chaque situation. A titre d'exemples: les THM, TOC, germes pseudomonas, dans les eaux de surface traitées. La radioactivité est vérifiée en routine au laboratoire de Tailfer situé en aval du site nucléaire de Chooz.
- Les paramètres essentiels dans la conduite du traitement sont vérifiés en routine et par poste de travail. Par exemple: bactériologie, bilan des consommations en oxydants, Cl₂, O₃, ClO₂, oxydabilité, agressivité... etc...
- Dans le territoire alimenté sont répartis 400 points de vérification par prélèvement. Ils ont été définis par les critères de densité d'habitat, de nature d'abonnés (école, hôpitaux...) et aussi de zone de pression. Il faut en effet souligner que le relief bruxellois se caractérise par une dénivellation de plus ou moins 160 mètres.

3.3 analyses occasionnelles: il s'agit de la recherche à fréquence moins élevée, soit aux fins de compilation statistique d'évolution des éléments traces, soit en études de projet de corrélations particulières ou spécifiques. Par exemple: les teneurs en bromures, bore, virus...

4. Le dispositif de qualité et de traitement des eaux développé à la CIBE, tout en étant orienté résolument vers l'exploitation de tous les jours, est consacré par un budget géré par la direction des laboratoires. Celle-ci collabore avec les instances nationales et internationales de manière à promouvoir un courant d'échanges entre les activités opérationnelles et académiques du domaine.

Removal of nitrogen compounds for drinking water and waste water

Elimination des composés azotés (eau potable et eaux usées)

Authors: G. M. Faup & Y. Richard
Auteurs: France)
A. Leprince & C. Feray (France)
P. Timmermans & A. van Haute (Belgium)

Leading Contributors: H. Gros & J. C. Ginocchio (Switzerland)
Contributeurs Principaux:

LIBRARY
Reference Centre
Water Supply

Y. Richard and G. M. Faup, Degrémont, Rueil Malmaison, France.

"THE REMOVAL OF NITROGEN COMPOUNDS BY FIXED CULTURES IN UP FLOW BEDS"

1. Introduction

The removal of nitrogen compounds from potable and waste water is nowadays usually performed by biological processes, even though a number of physico-chemical treatments may on occasion be practicable.

In fact, the progress achieved over the last few years in the field of fixed cultures opens the door for the wider use of living microorganisms and makes available reliable and efficient treatment processes. Such treatments are, of course, subject to their own specific constraints and to certain limits on their application.

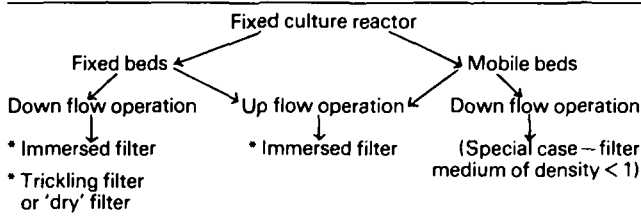
For the water supplier and the water treatment engineer alike it is clearly important to become more familiar with the new possibilities and means of application of these treatments using fixed cultures.

2. Possible methods of application

Before considering more closely the potential uses of fixed culture up flow reactors, we should place these in the context of the available and feasible industrial techniques.

Without claiming to represent a comprehensive system of classification⁷, Tables 1 and 2 give a general picture of the known techniques together with the irrespective characteristics.

Table 1. Different techniques for the use of fixed culture reactors



Fixed or mobile bed?

The first Table differentiates two possibilities according to whether the process uses a fixed or a mobile bed (the latter generic term covering expanded, pseudo-fluidized and fluidized beds). As we shall see later, this distinction is in fact not always easy to maintain. What is more, the situation may change in service depending on the operating conditions of the biological reactor. This initial distinction is followed by the choice of between up flow and down flow operation. Leaving aside the very special case of a mobile down flow reactor (which in practice means using a medium with a density of less than 1¹⁷), down flow operation is used with a fixed medium. An up flow reactor on the other hand may operate alternatively with a fixed or a mobile bed depending on the particular application.

Number of phases

Table 2 shows that, with both a fixed and a mobile bed, the system may operate with two or three phases:

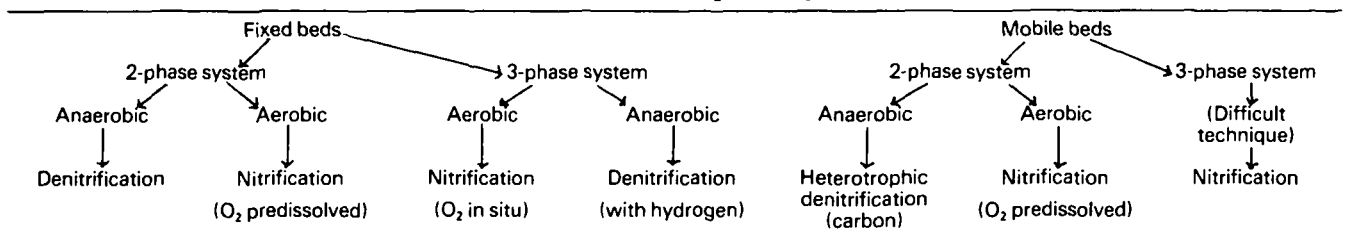
- A two-phase system comprises the support medium and the water to be treated, which may contain a gas in solution.
- The three-phase system also includes a gas (e.g. oxygen) *injected in situ*. The presence of gas inside the medium provides a means of exercising better control of the concentration of dissolved gas available at each point in the reactor.

The treatments to be applied

The same Table shows that denitrification—an anaerobic process—can take place in a two-phase or three-phase environment according to whether carbon (a liquid reagent) or hydrogen (a gaseous reagent) is chosen.

As far as nitrification—an aerobic process—is

Table 2. Characteristics of biological nitrogen treatments



concerned, use may be made of predissolved oxygen or oxygen added in situ according to whether a two or three-phase system is selected.

Any classification is subject to exceptions, but it is already apparent that the up flow reactor, because it is capable of performing well both with a fixed and with a mobile bed, is likely to be chosen in a large number of cases.

3. The fixed culture up flow reactor

To show clearly the advantages of this type of reactor without forgetting the constraints to which it is subject, we enumerate below the particular functions allocated to it, i.e.:

- Fixing of bacterial microorganisms
- Improvement of hydraulic operation
- Promotion of gas-liquid transfer

3.1 Fixing of bacteria

3.1.1 Quantity of biomass fixed

In order to compare the bacteria fixing capabilities of different reactors, we can turn to the classical models of bacterial growth¹²³.

$$\frac{dS}{dt} = \frac{1}{Y} \mu(S) X_a \quad \mu(S) = \mu_m \frac{S}{K_S + S}$$

- where: S = removable substrate (mg/l)
 Y = cell efficiency (mg/g of cell)
 X_a = cell concentration (g/l)
 μ(S) = growth rate (per day)
 μ_m = maximum growth rate (per day)
 K_S = demi-saturation constant (mg/l)

If the substrate concentrations are fairly high, we can write:

$$\mu(S) \approx \mu_m \quad \text{and} \quad \frac{dS}{dt} = -\frac{1}{Y} \mu_m X_a$$

By measuring the variation in the substrate S over time it is then possible to arrive at an empirical determination of the function S(t), which will enable X_a to be calculated by simple graphical or analytical derivation.

This type of calculation carried out for biological reactors used for nitrification (e.g. Nitrazur) produces the results shown in Table 3.

Whether the figures relate to potable or waste water, the concentrations of active biomass, i.e. that which takes part in the kinetics of the reaction, are between 2 and 4g/l, whereas the same calculation performed for an activated nitrifying sludge produces values of about 0.5g/l⁶.

Table 3. Quantity of active biomass fixed in fixed culture nitrification (up flow)

Medium: biolite
 Depth: 3 m
 T°C: 18-20

V (m/h)	Waste water				Potable water		
	3	5	7.5	10	5	9.5	15
X _a (mg/l)	1867	2610	2325	2055	3415	3257	2017

3.1.2 Advantage of up flow operation

Figs. 1 and 2 (Page 6) show that for identical operating conditions applied to the nitrification of water with a light pollution load the results obtained with up flow reactors (air/water flow) are superior to those produced by down flow reactors (air/water counterflow). In up flow operation, the rate of nitrification is 0.46 mg

NH₄⁺/l.mn, whereas the figure for down flow operation is 0.28 mg NH₄⁺/l.mn (Fig. 1).

The use of a fixed culture up flow reactor therefore results in specific loadings 4 to 8 times greater than those obtained with an activated sludge.

Furthermore (Figs 1, 2 and 3) (Page 6), the difference between up and down flow operation is the more marked the finer the medium and the more sensitive the resulting hydraulic conditions.

With a coarse, pozzuolana type medium, the differences observed may attain 20% (Fig. 2). With a fine medium the difference is accentuated, as it is possible with up flow to obtain a 60% advantage over down flow (Fig. 1).

Depending on the choice of support medium, the use of the up flow technique therefore provides the means of further enhancing the potential of this process.

3.2 Hydraulic operation

3.2.1 The various possible operating modes

The choice of up flow operation means that the degree of expansion of the support medium can be varied to produce different hydraulic operating modes (Fig. 4) (Page 6):

- Nil or quasi-nil expansion results in a fixed bed. In this case, the head loss increases as a linear function of the applied velocity (Darcy's law).
- Where there is slight expansion, a pseudo-fluidized or expanded bed is obtained. The evolution of the head loss is no longer linear but tends towards a maximum limit.
- Where there is a high degree of expansion the bed is fluidized. The head loss is then constant irrespective of the applied velocity.

Whatever form of model is chosen, the expansion E can be written:

$$E = K \frac{f(V)}{g(\rho, d)}$$

- where f and g : incremental function
 and E : expansion of the support medium
 V : operating speed
 d : mean particle diameter
 ρ : molecular mass of support medium

If the operating speed V is gradually increased, the fixed bed becomes fluidized as the minimum fluidization velocity V_{mf} of the medium is passed (Fig. 4).

In addition, the case of a biological reactor, another development may occur. During the development of the colonies of bacteria, a change takes place in the characteristics of the agglomerates (support medium—bacterial zooglea) due to progressive envelopment, the seeding action causing a reduction in the density of the particles the effect of which is greater than that of the resulting increase in diameter.

For a fixed operating speed f(V) is constant, the function g(ρ, d) decreases and the expansion increases over time. This has been observed in a denitrification reactor treating potable water⁴. The curve in Fig. 5 (Page 7) shows clearly that the expansion increases greatly over time with a constant operating speed.

3.2.2 Duration of cycle

In the preceding example the measured biomass content within the reactor at the final expansion of 150% was about 30 g/l. This quantity of biomass can only be fixed in an up flow reactor which is able to expand. In a down flow reactor working under the same conditions, this quantity of biomass results in very

rapid, severe clogging with a corresponding shortening of the cycle times when open filters are used (Table 4). To increase the operating cycle times of down flow units it is necessary to use pressure filters.

Table 4 Biological denitrification reactor
Cycle time (hours)
with Δp max. = 2-2.50 m

Speed	Up flow	Down flow
5	84	7
8	56	3
10	48	2

In this example of biological denitrification, the maximum head loss is attained very quickly due to the clogging of the top part of the filter. What is more, the nitrogen produced by the reduction of the nitrates is retained in the body of the filter by the water counterflow. This causes gas embolism inside the reactor which further increases the head loss.

Against this, the up flow reactor is able firstly to expand, so limiting the head loss, and secondly to release the bubbles of nitrogen produced, thereby reducing the increase in the head loss. In addition, the up flow technique leads to a better distribution of the biomass over the whole depth of the filter, so ensuring that it is all used in the purification process^{1,2}.

Finally, depending on the operating conditions (variation of the flow rate or development of seeding), the up flow reactor is able to perform in different modes, thereby disposing of the problems of clogging and/or gas embolism of the support medium. It therefore has a wider field of application. The more homogeneous distribution of the biomass frequently results in the improved efficiency of the purifying process.

3.3 Gas-liquid transfer

For this function a three-phase mode of operation is adopted in which gas is injected at the bottom of the support medium. In the case of nitrification, for example, this technique must be employed when the concentration of dissolved ammonia exceeds 2 mg/l in the raw water. In these circumstances, 6.5-7 mg/l of dissolved oxygen are needed to oxidize this quantity of ammonia, and the oxygen initially present in solution in the raw water is no longer capable of bringing about satisfactory operating conditions. A slowing down of the kinetics of oxidation is usually noticeable with a consequent deterioration in the performance of the biological reactor (Fig. 6) (Page 7).

It follows that, when the concentration exceeds this limit of about 2 mg/l, it is necessary to inject air or oxygen directly into the mass of the support medium.

The up flow reactor can then be regarded as a gas-liquid exchanger column. Looked at like this, the support medium increases the gas/liquid contact time, thereby improving the transfer of the chemical species between the gas and liquid phases.

Figs. 7 and 8 (Page 8) illustrate this phenomenon by comparing the performance of Nitrazur reactors in the treatment of potable water containing different initial concentrations of ammonia.

In both cases measurements were made of the concentration of dissolved oxygen in the body of the support medium.

In the case of the nitrification unit treating water with a high ammonia concentration (initial $\text{NH}_4^+ = 17 \text{ mg/l}$), the speed at which the ammonia is removed is fairly constant and equals $0.8 \text{ mg NH}_4^+/\text{l.mn}$ (Fig. 8) (Page 8). Here, the dissolved oxygen concentration falls slowly at $0.3 \text{ mg O}_2/\text{l.mn}$. Assuming that 3.3 mg of oxygen are needed to nitrify $1 \text{ mg NH}_4^{2,3}$, the system

supplies an instantaneous quantity of oxygen which works out at:

$$\text{O}_2 \text{ supplied} = 0.8 \times 3.3 - 0.3 = 2.34 \text{ mg O}_2/\text{l.mn}$$

Taking the nitrification unit treating water with a low ammonia concentration (initial $\text{NH}_4^+ = 6 \text{ mg/l}$) and looking at what happens over the first 50 cm, we can calculate the maximum speeds at which the ammonia and the oxygen disappear (Fig. 7).

$1.8 \text{ mg NH}_4^+/\text{l.mn}$ are removed while consuming 3.7 mg dissolved $\text{O}_2/\text{l.mn}$.

The same calculation can be performed as previously:

$$\text{O}_2 \text{ supplied} = 1.8 \times 3.3 - 3.7 = 2.24 \text{ mg O}_2/\text{l.mn}$$

The system therefore always supplies about the same quantity of oxygen from the air injected, and since the rate of removal of the ammonia is higher, it is the concentration of dissolved oxygen which decreases sharply, below 2 mg/l .

Subsequently, once most of the ammonia has been removed, the three-phase reactor acts as an exchanger column and the concentration of dissolved oxygen increases once more at a rate of about $1.4 \text{ mg O}_2/\text{l.mn}$.

This last value is smaller than those calculated previously, but the system tends towards an equilibrium and the rate at which the oxygen goes into solution need no longer be at the optimum required when the dissolved oxygen is immediately consumed by the biological process.

This particular ability of the three-phase reactor becomes very useful as soon as one of the reagents in the planned process is available in the form of a gas, e.g.:

- Nitrification using pure oxygen or the oxygen in the air
- Denitrification using hydrogen⁹.

Furthermore, the experience gained from industrial pilot plant shows that up flow operation is easier than down flow operation in a three-phase reactor especially in water treatment when the clogging of the medium causes very rapid embolism.

4. Examples of application

The few examples of application mentioned below provide a brief picture of the possibilities offered by the up flow biological reactor and of the resulting constraints affecting the design of treatment chains including such a biological reactor.

4.1 Nitrification of potable water

Table 5 summarizes the results which can be obtained in the nitrification of different types of water.

Table 5 "Potable water" type nitrification

Type of water	Well water T = 12°C	Filtered surface water T = 18°C	Filtered surface water T = 5°C	Mains water T = 15°C
Contact time, mn	10	19	35	10
Aeration air/water ratio	0.8	0.7	0.9	0.8
ΔN removed mg/l	6	18	9	9
Nitrazur process used	Down flow	Up flow	Up flow	Down flow
Efficiency in respect of suspended solids %	50-100	10-60	10-70	50-100

As this process does not cause clogging (the excess biomass is modest or carried off in the effluent), it is possible to opt for down flow operation, resulting in a measure of filtration. In up flow operation the retention of suspended solids is limited and the treatment chain needs to be backed up by a filter (Fig. 9a) (Page 8).

4.2 Nitrification of waste water

The results shown in Table 6 below were obtained with an up flow reactor containing 3 metres of biolite[®].

Table 6 Nitrification of waste water

Operating conditions: Temperature: 18–20°C
Support medium: 3 m of biolite
Air/water ratio: 2

Speed m/h	Initial concentration at inlet, mg/l			Efficiency of purification, %		
	NH ₄ ⁺	COD	SS	NH ₄ ⁺	COD	SS
3	28	37	12	100	19	95
5	32	29	23	90	23	64
7,5	25	37	17	60	20	64
10	25	34	19	30	14	62

If, understandably, the nitrification efficiency decreases as the speed rises, the levels of efficiency as regards the suspended solids are fairly satisfactory (62% at 10 m/h) in spite of the introduction of a large quantity of air (air/water ratio = 2).

This type of tertiary process is usually applied following a traditional town sewage treatment chain, i.e. pretreatment, primary clarification, activated sludge, secondary clarification (Fig. 9b) (Page 9).

4.3 Denitrification of potable water

Whereas the two previous examples involved a three-phase technique, the heterotrophic denitrification process uses a two-phase system with the application of a liquid reagent—acetic acid or ethanol.

Table 7 shows the results obtained with this type of

up flow reactor. In this case, effluent from which the nitrate load has been removed must be subjected to additional treatment, i.e. oxygenation, filtration and disinfection, before it can be pumped into a potable water distribution system (Fig. 9c) (Page 10).

Table 7 Denitrification of potable water

Operating conditions: Initial NO ₃ ⁻ : 100 mg/l Support medium: 3 m of biolite Carbon-containing reagent: ethanol, stoichiometric amount Phosphorus-containing reagent: 0.5 mg PO ₄ ³⁻ /l					
Speed m/h	4	6	8	10	12
Efficiency %	100	100	90	85	78

5. Conclusion

Among all the new possibilities offered by biological treatments, fixed culture reactors provide the means of considerably increasing the concentrations of available biomass. The efficiency levels of the purification treatment are substantially improved.

The up flow reactor seems to be the most serviceable equipment because of its versatility and because of its adaptability to different modes of operation. On the other hand, this technique will be subject to its own constraints when it is applied industrially, and special attention will have to be paid to the provision of distribution systems at the bottom of the reactor. In addition, the retention of suspended solids is limited, which means, as far as the treatment of potable water is concerned, that the treatment chain must be complemented by final filtration in order to obtain a product of acceptable quality.

Recently, several plant designs for the treatment of both potable and waste water have included a reactor of this type in the treatment chains either to remove nitrogenous pollution (ammonia or nitrates) or for the removal of carbonaceous pollutants.

Y. Richard, G. M. Faup, Degrémont, France.

“ÉLIMINATION DES COMPOSÉS AZOTÉS PAR CULTURES FIXEES EN LIT ASCENDANT”

1. Introduction

Aujourd’hui, l’élimination des composés azotés, en eau potable comme pour les eaux usées, est généralement réalisée par des procédés biologiques même si certains traitements physico-chimiques sont quelquefois envisageables.

En effet, les progrès réalisés depuis quelques années dans le domaine des cultures fixées permettent d’envisager une utilisation plus étendue des microorganismes vivants et de disposer maintenant de procédés de traitement fiables et performants. Bien entendu, ces traitements ont leurs sujétions spécifiques et présentent certaines limites d’application.

Pour le distributeur d’eau comme pour le traiteur d’eau, il semble important de mieux connaître les nouvelles possibilités et les modalités d’application de ces traitements par cultures fixées.

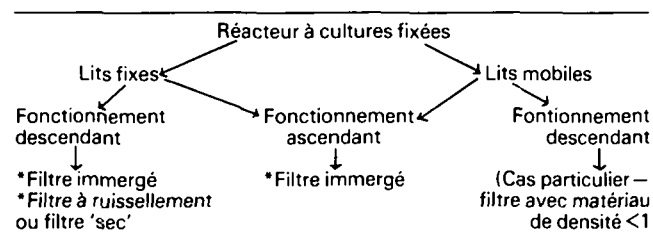
2. Les techniques envisageables

Avant d’aborder plus particulièrement les possibilités d’utilisation du réacteur ascendant à cultures fixées, il est bon de le situer dans l’éventail des techniques disponibles et envisageables industriellement.

Sans avoir la prétention de proposer un classement global (7), les tableaux n° 1 et 2 donnent un aperçu

général des techniques connues et de leurs caractéristiques respectives.

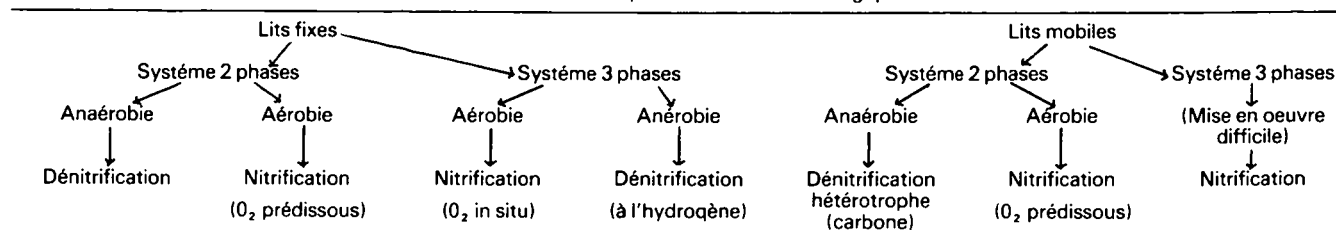
Tableau N° 1 Les différentes mises en oeuvre des réacteurs à cultures fixées



Lit fixe ou mobile?

Sur le premier tableau, deux cas ont été séparés: un fonctionnement en lit fixe ou en lit mobile (ce dernier terme générique regroupant les lits expansés ou pseudo-fluidisés et fluidisés). En fait, on verra par la suite que la distinction n’est pas toujours facile et que de plus, elle peut évoluer en cours de fonctionnement et selon les conditions opératoires du réacteur biologique. Suite à cette première différenciation, reste le choix d’un fonctionnement ascendant ou descendant. En exceptant le cas très particulier d’un réacteur mobile à

Tableau N° 2 Caractéristiques des traitements biologiques de l'azote



courant descendant (ce qui impose pratiquement d'utiliser un matériau de densité inférieure à 1 (17)), le fonctionnement descendant sera mis en oeuvre sur un matériau immobile. A l'inverse, un réacteur à courant ascendant pourra fonctionner alternativement en lit fixe ou en lit mobile selon les différents cas d'application.

Les phases en présence

Le tableau n° 2 montre que, en lit fixe comme en lit mobile, le système peut fonctionner avec deux phases ou avec trois phases:

- Un système à deux phases sera composé du matériau support et de l'eau à traiter, cette eau pouvant contenir un gaz dissous.
- Le système à trois phases comprendra en outre un gaz (oxygène par exemple) *injecté in situ*. La présence de gaz au sein du matériau permet de mieux contrôler la concentration en gaz dissous disponible en chaque point du réacteur.

Les traitements à mettre en oeuvre

Le même tableau n° 2, montre que la dénitrification—processus anaérobie—peut avoir lieu en milieu biphasé ou triphasé selon que l'on choisit respectivement le carbone (réactif liquide) ou l'hydrogène (réactif gazeux).

En ce qui concerne la nitrification—processus aérobie—on peut utiliser l'oxygène prédissois ou l'oxygène apporté in situ, selon que l'on a choisi un système biphasé ou triphasé.

Toute classification comportera ses exceptions mais il apparaît déjà que le réacteur ascendant, parce qu'il est capable de bien fonctionner en lit fixe *et* en lit mobile, est susceptible d'être choisi dans un grand nombre de cas.

3. Le réacteur ascendant à cultures fixées

Pour bien montrer les avantages de ce type de réacteur, sans en oublier les sujétions, on évoquera successivement les fonctions particulières qui lui sont attribuées, c'est-à-dire:

- Fixer les microorganismes bactériens
- Améliorer le fonctionnement hydraulique
- Permettre le transfert gaz-liquide

3.1 La fixation bactérienne

3.1.1 Quantité de biomasse fixée

Afin de pouvoir comparer les capacités de fixation bactérienne des différents réacteurs, il est possible d'utiliser les modèles classiques de la croissance bactérienne (1) (2) (3).

$$\frac{dS}{dt} = -\frac{1}{Y}\mu(S) X_a \quad \mu(S) = \mu_m \frac{S}{K_s + S}$$

avec S = Substrat éliminable (mg/l)
Y = Rendement cellulaire (mg/g de cellule)

X_a = Concentration cellulaire (g/l)

$\mu(S)$ = Taux de croissance (jour⁻¹)

μ_m = Taux de croissance maximale (jour⁻¹)

K_s = Constante de demi-saturation (mg/l)

Si les concentrations en substrat sont assez élevées, on pourra écrire:

$$\mu(S) \approx \mu_m \text{ et } \frac{dS}{dt} = -\frac{1}{Y}$$

En mesurant alors l'évolution du substrat S au cours du temps, on peut appréhender expérimentalement la fonction S(t), ce qui permettra le calcul de X_a par simple dérivation analytique ou graphique.

Ce type de calcul effectué sur des réacteurs biologiques utilisés en nitrification (Nitrazur, par exemple) permet d'obtenir les résultats du tableau n° 3.

Que ce soit en eau potable ou en eau résiduaire, les concentrations en biomasse active, c'est-à-dire participant à la cinétique de la réaction, sont comprises entre 2 et 4 g/l, alors que le même calcul effectué sur une boue activée nitrifiante conduit à des valeurs de 0,5 g/l environ (6).

TABLEAU N° 3
QUANTITE DE BIOMASSE ACTIVE FIXEE
EN NITRIFICATION SUR CULTURES FIXEES

(Courant ascendant)

Matériau: biolite
Hauteur: 3 m
T°C: 18-20

	Eau résiduaire				Eau potable		
V (m/h)	3	5	7,5	10	5	9,5	15
Xa (mg/l)	1867	2610	2325	2055	3415	3257	2017

3.1.2 Avantage du courant ascendant

Les figures n° 1 et 2 montrent que pour des conditions de fonctionnement identiques en nitrification d'eau faiblement chargée, les résultats obtenus sur les réacteurs ascendants (courant air/eau) sont supérieurs à ceux des réacteurs descendants (contre-courant air/eau). En courant ascendant, la vitesse de nitrification est de 0,46 mg NH₄⁺/l.mn, alors que l'on obtient 0,28 mg NH₄⁺/l.mn en courant descendant (figure n° 1).

L'utilisation d'un réacteur à cultures fixées en milieu ascendant permet donc d'obtenir des charges volumiques 4 à 8 fois supérieures à celles d'une boue activée.

Par ailleurs (figures n° 1, 2 et 3), la différenciation courant ascendant/courant descendant est d'autant plus forte que le matériau est fin et qu'il induit des conditions hydrauliques plus sensibles:

Sur un matériau grossier, type pouzzolane, les différences observées pourront atteindre 20% (figure n° 2). Sur un matériau fin, l'écart s'accroît puisque l'on peut obtenir un gain de 60% en courant ascendant par rapport au courant descendant (figure n° 1).

Le fonctionnement en courant ascendant permet donc d'augmenter encore les possibilités de ce procédé, selon le choix du matériau support.

Fig 1 COMPARAISON DE LA NITRIFICATION EN FLUX ASCENDANT ET DESCENDANT

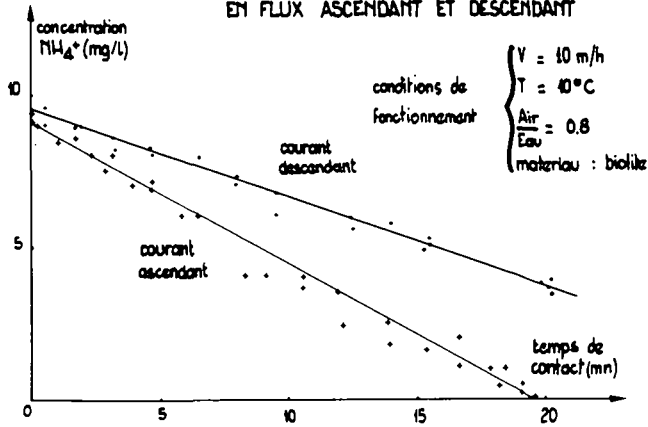


Fig 2 NITRIFICATION : INFLUENCE DE L'AERATION ET DU SENS DE CIRCULATION DE L'EAU

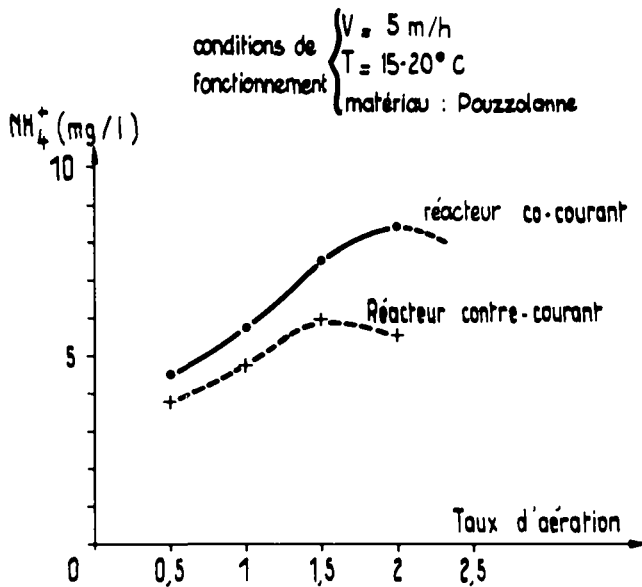
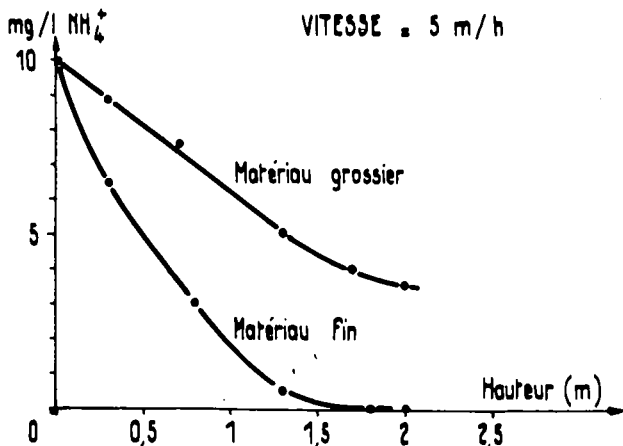


Fig 3 ELIMINATION DE L'AMMONIAQUE SUR DIFFERENTS MATERIAUX

- MATERIAU GROSSIER : Pouzzolanne 7-15 mm
- MATERIAU FIN : Biolite 2-4 mm



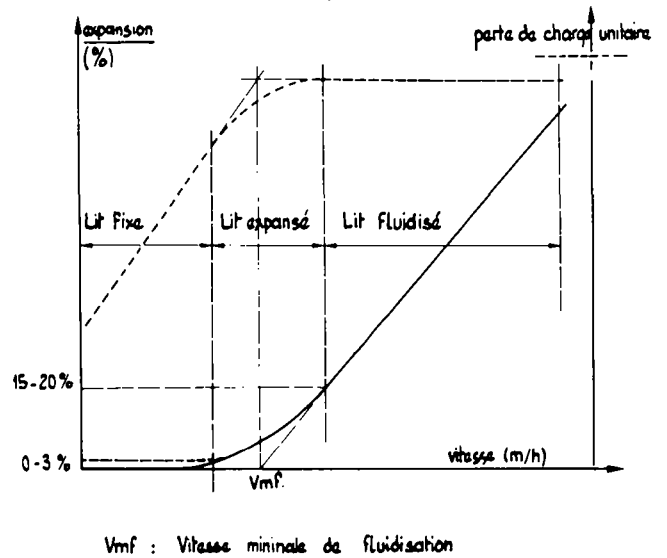
3.2 Le fonctionnement hydraulique

3.2.1 Les différents régimes possibles

Le choix du courant ascendant donne la possibilité de travailler avec des expansions du matériau support variables, ce qui définit en fait les régimes hydrauliques (figure n° 4):

- Pour une expansion nulle ou quasi nulle, on aura un lit fixe. Dans ce cas, la perte de charge est linéairement croissante en fonction de la vitesse appliquée (loi de Darcy).
- Pour une expansion faible, on aura le lit pseudo fluidisé ou expansé. L'évolution de la perte de charge n'est plus linéaire: elle tend vers une limite maximale.
- Pour un expansion forte, le lit sera fluidisé. La perte de charge est alors constante, quelle que soit la vitesse appliquée.

fig 4 EXPANSION D'UN MATERIAU ET PERTE DE CHARGE EN FONCTION DE LA VITESSE



Quelle que soit la modélisation choisie, l'expansion E peut se mettre sous la forme:

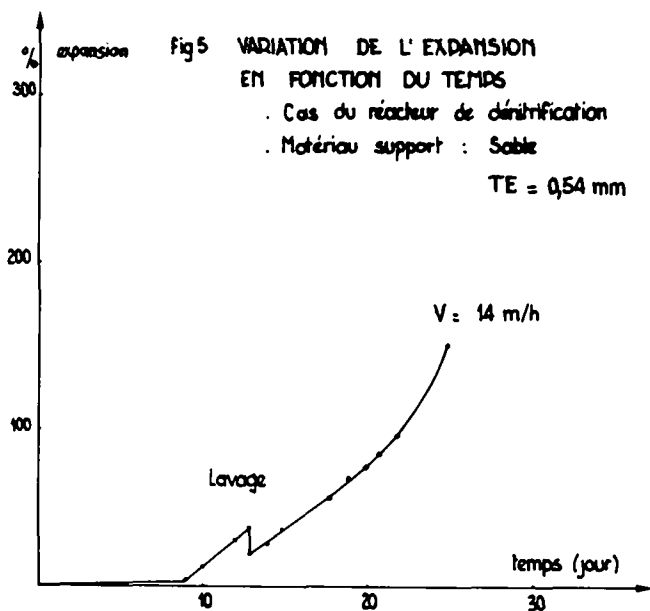
$$E = K \frac{F(V)}{g(\rho, d)}$$

- avec f et g : fonction croissante
- et E : expansion du matériau
- V : vitesse de fonctionnement
- d : diamètre moyen des particules
- ρ : masse moléculaire du matériau support

Si l'on augmente progressivement la vitesse V de fonctionnement, on passe du lit fixe au lit fluidisé en dépassant la vitesse minimale de fluidisation Vmf du matériau (figure n° 4).

En outre, dans le cas d'un réacteur biologique, une autre évolution est susceptible de se produire. Au cours du développement des colonies bactériennes, il y a modification des caractéristiques des agglomérats (matériau support—zoogée bactérienne) par enrobage progressif, l'ensemencement crée une diminution de la densité des particules dont l'effet est plus important que l'effet de l'accroissement du diamètre qui en résulte.

Pour une même vitesse de fonctionnement, f(V) est constante, la fonction g(ρ, d) décroît et l'expansion augmente au cours du temps. C'est ce que l'on a pu observer sur un réacteur de dénitrification en eau potable (4). La courbe de la figure n° 5 montre bien que l'expansion s'accroît fortement au cours du temps pour une vitesse de fonctionnement constante.



3.2.2 La durée de cycle

Dans l'exemple précédent, la teneur en MVS mesurée était d'environ 30 g/l au sein du réacteur pour l'expansion finale de 150%. Cette quantité de biomasse ne peut être fixée que dans un réacteur ascendant pouvant s'expanser. Dans les mêmes conditions de fonctionnement pour le réacteur descendant, cette quantité de biomasse produit un colmatage important et très rapide et les durées de cycles correspondantes sont réduites (tableau n° 4), sur un filtre ouvert. Si l'on veut augmenter la durée des cycles de fonctionnement en flux descendant, il sera nécessaire de mettre en oeuvre des filtres sous pression.

TABLEAU N° 4
 REACTEUR BIOLOGIQUE DE DENITRIFICATION
 DUREE DES CYCLES (Heures)
 pour une Δp max. de 2 m à 2,50 m

Vitesse	Flux ascendant	Flux descendant
5	84	7
8	56	3
10	48	2

Sur cet exemple de dénitrification biologique, la perte de charge maximale est atteinte très rapidement par colmatage de la partie supérieure du filtre. De plus, l'azote produit par la réduction des nitrates est retenu par le contre-courant d'eau à l'intérieur du filtre, ce qui provoque une embolie gazeuse du réacteur et accroît encore l'augmentation de la perte de charge.

Le réacteur ascendant est d'une part susceptible de s'expanser, limitant la perte de charge et d'autre part, permet le départ des bulles d'azote produit, diminuant l'augmentation de perte de charge. En outre, le fonctionnement ascendant permet une meilleure répartition de la biomasse sur toute la hauteur du filtre, qui est alors utilisée en totalité pour l'épuration (1) (2).

En conclusion, selon les conditions opératoires (variation du débit ou évolution de l'ensemencement), le réacteur ascendant peut fonctionner à différents états, en s'affranchissant des problèmes de colmatage et/ou d'embolie du matériau support, ce qui lui confère un domaine d'application accru. Du fait d'une répartition plus homogène de la biomasse, les rendements d'épuration obtenus sont souvent améliorés.

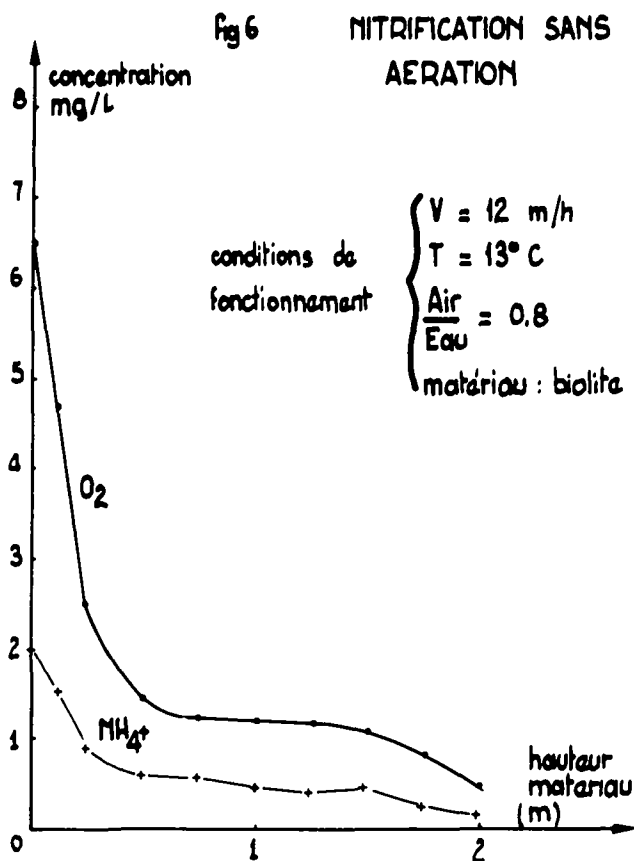
3.3 Le transfert gaz-liquide

Pour cette fonction, on réalise un fonctionnement

triphase par injection de gaz à la base du matériau support. Par exemple, pour la nitrification, cette technique doit être utilisée quand la concentration en ammoniacque dissous dépasse 2 mg/l dans l'eau à traiter. En effet, il faut alors 6,5 à 7 mg/l d' O_2 dissous pour oxyder cette quantité d'ammoniacque et l'oxygène dissous initialement présent dans l'eau brute ne permet plus d'obtenir des conditions de fonctionnement satisfaisantes: on observe généralement un ralentissement de la cinétique d'oxydation et les performances du réacteur biologique sont alors réduites (figure n° 6).

Pour les cas où la concentration excède cette limite de 2 mg/l environ, il est donc nécessaire d'insuffler de l'air ou de l'oxygène directement dans la masse de matériau support.

Le réacteur ascendant peut alors être conçu comme une colonne d'échange gaz-liquide. Dans cette optique, le matériau support permet d'accroître le temps de contact entre le liquide et le gaz, ce qui améliore le transfert des espèces chimiques entre la phase gazeuse et la phase liquide.



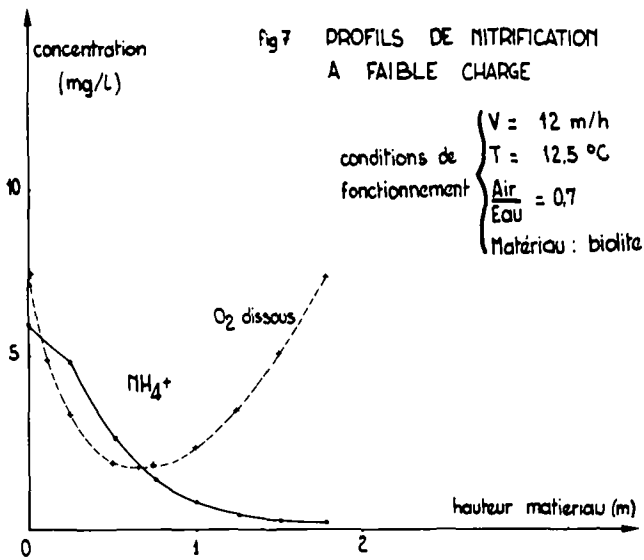
Les figures n° 7 et 8 mettent en évidence ce phénomène; on y compare le fonctionnement des réacteurs Nitrazur appliqués à l'eau potable, mais avec des concentrations initiales en ammoniacque différentes.

Dans les deux cas, on mesure la concentration en oxygène dissous au sein du matériau support.

Pour le nitrificateur fonctionnant à forte charge (NH_4^+ initial = 17 mg/l), la vitesse d'élimination de l'ammoniacque est relativement constante et égale à 0,8 mg NH_4^+ /l.mn (figure n° 7). Dans ce cas, la concentration en oxygène dissous diminue lentement de 0,3 mg O_2 /l.mn. En supposant qu'il faut 3,3 mg O_2 pour nitrifier 1 mg NH_4^+ (2) (3), le système fournit donc une quantité d'oxygène instantanée, que l'on évalue à:

$$O_2 \text{ fourni} = 0,8 \times 3,3 - 0,3 = 2,34 \text{ mg } O_2 / \text{l.mn}$$

Avec le nitrificateur fonctionnant à faible charge (NH_4^+ initial = 6 mg/l) et si l'on considère ce qui se passe



dans les 50 premiers centimètres, on peut calculer les vitesses maximales de disparition de l'ammoniaque et de l'oxygène (figure n° 8).

On élimine $1,8 \text{ mg NH}_4^+ / 1 \text{ mn}$ alors que l'on consomme $3,7 \text{ mg O}_2 \text{ dissous} / 1 \text{ mn}$.

Le même calcul que précédemment peut être effectué:

$$\text{O}_2 \text{ fourni} = 1,8 \times 3,3 - 3,7 = 2,24 \text{ mg O}_2 / 1 \text{ mn}$$

Le système fournit donc toujours environ la même quantité d'oxygène à partir de l'air introduit et puisque la vitesse d'élimination de l'ammoniaque est plus élevée, c'est la concentration en oxygène dissous qui diminue fortement, en-dessous de 2 mg/l .

Par la suite, une fois l'ammoniaque éliminée en grande partie, le réacteur triphasé joue son rôle de colonne de transfert et la concentration en oxygène dissous réaugmente à une vitesse d'environ $1,4 \text{ mg O}_2 / 1 \text{ mn}$.

Cette dernière valeur est plus faible que les valeurs calculées précédemment mais le système tend vers un équilibre et la vitesse de dissolution ne doit plus être optimale comme c'est le cas quand l'oxygène dissous est immédiatement consommé par le processus biologique.

Cette faculté particulière du réacteur triphasé sera très utile dès que l'un des réactifs du procédé envisagé sera disponible sous forme gazeuse, par exemple:

- Nitrification avec l'oxygène pur ou l'oxygène de l'air
- Dénitrification à l'hydrogène (9).

De plus, l'expérience en pilote industriel montre que la mise en oeuvre d'un réacteur triphasé est plus simple en flux ascendant qu'en flux descendant, surtout dans le cas des traitements d'eau résiduaire où le colmatage du matériau provoque des embolies très rapides du réacteur.

4. Exemples d'application

Les quelques cas d'application qui vont suivre donnent un aperçu des possibilités du réacteur biologique ascendant et des contraintes qui en résultent lors de la conception des chaînes de traitement comportant le réacteur biologique.

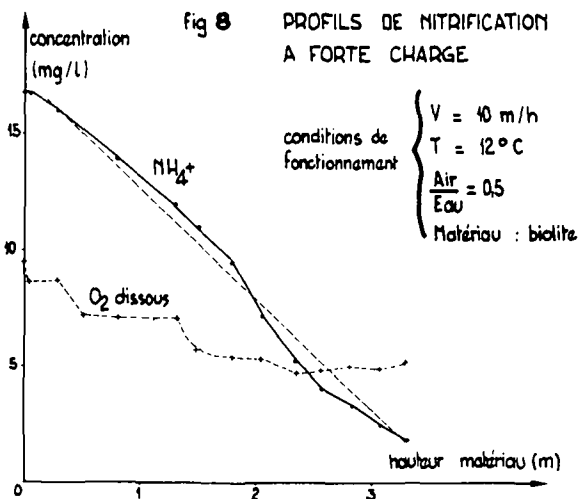
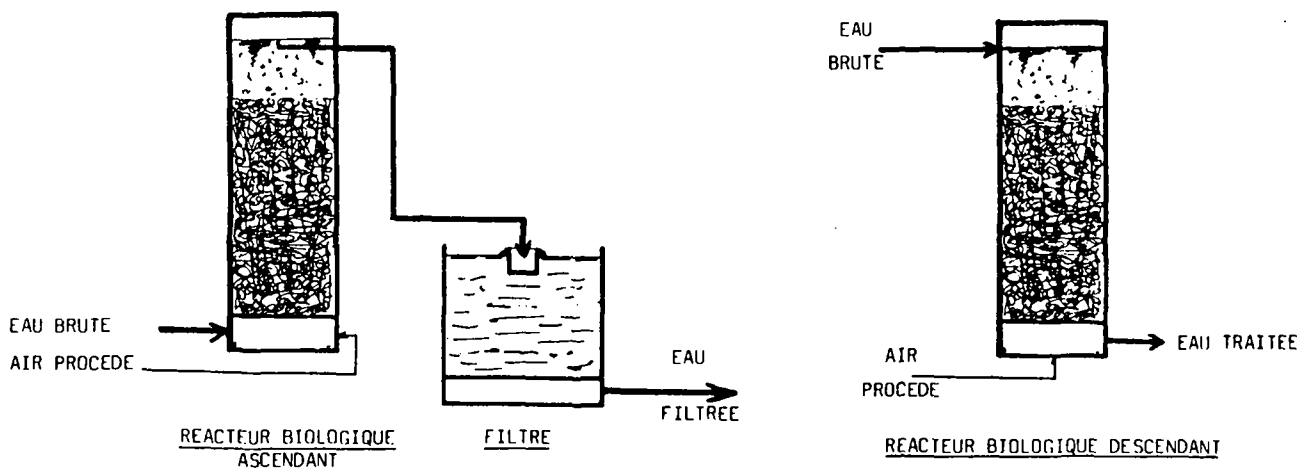


FIGURE N° 9a

CHAÎNE DE TRAITEMENT INCLUANT LE REACTEUR NITRAZUR

Nitrification eau potable



4.1 Nitrification d'eau potable

Le tableau n° 5 résumé les résultats que l'on peut obtenir en nitrification de différents types d'eau.

**TABLEAU N° 5
NITRIFICATION TYPE "EAU POTABLE"**

TYPE D'EAU	EAU DE FORAGE T = 12°C	EAU DE SURFACE FILTREE T = 18°C	EAU DE SURFACE FILTREE T = 5°C	EAU DU RESEAU T = 15°C
Temps de contact, mn	10	19	35	10
Aération Rapport air eau	0,8	0,7	0,9	0,8
Δ N éliminé mg/l	6	18	9	9
Procédé Nitrazur utilisé	Descendant	Ascendant	Ascendant	Descendant
Rendement sur les MeS, %	50-100	10-60	10-70	50-100

Parce que ce procédé ne provoque pas de colmatage (l'excès de biomasse est faible ou évacué dans l'effluent), il est possible de choisir un fonctionnement à flux descendant, ce qui permettra d'obtenir un certain effet de filtration. En flux ascendant, la rétention des matières en suspension est limitée et la chaîne de traitement devra être complétée par un filtre (figure n° 9a).

4.2 Nitrification d'eau résiduaire

Sur un réacteur ascendant contenant 3 mètres de biolite, on a pu obtenir les résultats reportés sur le tableau n° 6 suivant (6).

**TABLEAU N° 6
NITRIFICATION EN EAU RESIDUAIRE**

Conditions de fonctionnement: Température: 18-20°C
Matériau support: 3 m de biolite
Rapport air/eau: 2

Vitesse m/h	Concentration initiale à l'entrée, mg/l			Rendement d'épuration, %		
	NH ₄ ⁺	DCO	MeS	NH ₄ ⁺	DCO	Mes
3	28	37	12	100	19	95
5	32	29	23	90	23	64
7,5	25	37	17	60	20	64
10	25	34	19	30	14	62

Si le rendement de nitrification décroît quand la vitesse croît, ce qui est compréhensible, les rendements obtenus sur les MeS sont assez satisfaisants (62% à 10 m/h) malgré l'introduction de quantité d'air importante (rapport air/eau = 2).

Ce type de procédé tertiaire est généralement appliqué derrière une chaîne de traitement classique d'effluent urbain, c'est-à-dire prétraitement, décanteur primaire, boues activées, clarificateur secondaire (figure n° 9b).

4.3 Dénitrification en eau potable

Si les deux exemples précédents concernaient une mise en oeuvre triphasée, le procédé de dénitrification hétérotrophe utilise un milieu biphasé, avec utilisation d'un réactif liquide, acide acétique ou éthanol.

Le tableau n° 7 présente les résultats obtenus sur ce type de réacteur ascendant. Ici, l'effluent débarassé de sa charge en nitrates doit obligatoirement subir des traitements complémentaires, c'est-à-dire oxygénation-filtration-désinfection, avant de pouvoir être introduit dans un réseau de distribution d'eau potable (figure n° 9c).

**TABLEAU N° 7
DENITRIFICATION D'UNE EAU POTABLE**

Conditions de fonctionnement:
NO₃⁻ initial 100 mg/l
Matériau support 3 m de biolite
Réactif carboné éthanol à la stoechiométrie
Réactif phosphoré: 0,5 mg PO₄³⁻/l

Vitesse, m/h	4	6	8	10	12
Rendement, %	100	100	90	85	78

5. Conclusion

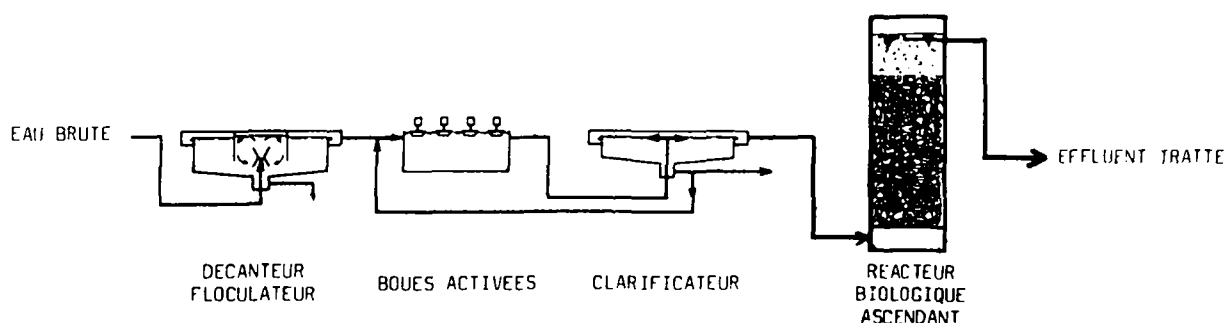
Parmi toutes les nouvelles possibilités offertes par les traitements biologiques, les réacteurs à cultures fixées permettent d'augmenter considérablement les concentrations de biomasse disponible; les rendements d'épuration en sont largement améliorés.

Le réacteur à flux ascendant semble l'appareil le plus utilisable, tant par son universalité que par ses facultés d'adaptation à différents modes de fonctionnement. En contrepartie, cette solution aura ses sujétions spécifiques lors de la mise en oeuvre industrielle et il faudra en particulier prendre soin de la réalisation des systèmes de répartition à la base du réacteur. De plus, la rétention des matières en suspension reste limitée, ce

FIGURE N° 9b

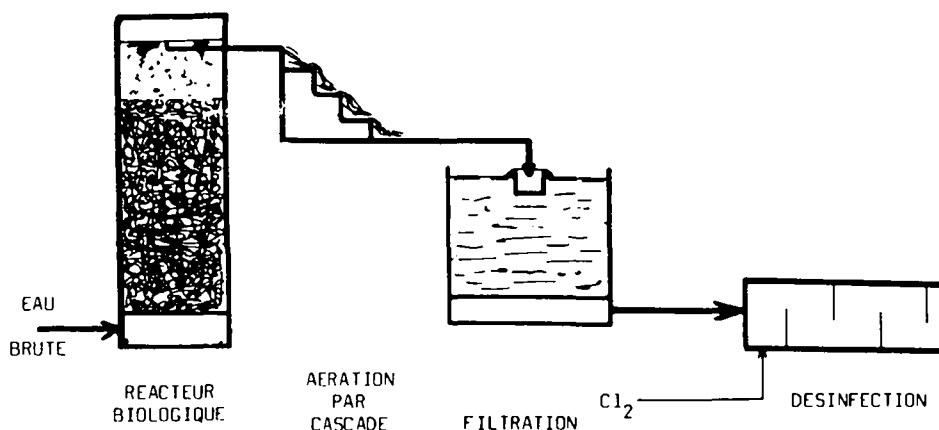
CHAÎNE DE TRAITEMENT INCLUANT LE REACTEUR NITRAZUR

Nitrification eau résiduaire



CHAÎNE DE TRAITEMENT INCLUANT LE REACTEUR NITRAZUR

Dénitrification eau potable



qui implique, en traitement d'eau de consommation de compléter la chaîne de traitement par un filtration finale, pour obtenir un effluent de qualité acceptable.

Récemment, plusieurs projets d'installations de traitement, en eau potable comme en eau résiduaire, ont inclus ce type de réacteur dans les chaînes de traitement, que ce soit pour l'élimination de la pollution azotée (ammoniacque ou nitrates) ou pour l'élimination de la pollution carbonée.

Bibliographie

- (1) Study of the nitrification of surface water. Y. RICHARD, L. BRENER, G. MARTIN, C. LEBLANC, Prog. Water Tech. (1978) Vol. 10, n° 5/6, pp. 17-32
- (2) Nitrification des eaux souterraines et des eaux clarifiées. Y. RICHARD, L. BRENER, G. MARTIN, TSM L'Eau (1979) 74e année, n° 3, pp. 157-163
- (3) L'azote dans le traitement des eaux potables—Les traitements biologiques Y. RICHARD, A. LEPRINCE, TSM, L'Eau (1980) 75e année, n° 4, pp. 167-181
- (4) Denitrification of water for human consumption. Y. RICHARD, A. LEPRINCE, G. MARTIN, C. LEBLANC, Prog. Water Tech. (1980) Vol. 12, pp. 173-191
- (5) Les techniques d'épuration biologiques par cultures fixées Mode ou progrès? J. BERNARD, L'Eau et l'Industrie (Mai 1981), pp. 25-34
- (6) Biological Nitrification in an up flow fixed bed Reactor. G. M. FAUP, A. LEPRINCE, M. PANNIER, IAWPR (1982) Capetown
- (7) Technologie de l'épuration en couche fixe ou fluidisé. M. ALEXANDRE, G. M. FAUP, A. LEPRINCE, G. MOREAUD GRUTTEE (1980)
- (8) Progrès dans le traitement biologique. A. BENEDEK, Y. RICHARD, Rapport spécial n° 7, AIDE, IWSA (Paris 1980)
- (9) Dénitrification des Trinkwassers. J. C. GINOCCHIO, Wasser wihsshaft (1980) 70, n° 12, pp. 397-401
- (10) Une voie biologique pour la dénitrification des eaux potables. M. PHILIPOT, JIE Poitiers (1980)
- (11) Carbon Oxidation—Nitrification in synthetic Media Tricking Filters. J. STENQUIST, S. PARKER, J. DOSH, JWPCF (Octobre 1974) Vol. 46, n° 10, pp. 2327-2339
- (12) Field Studies of Nitrification with submerged Filters. D. MacHARNESS, T. HAUG, P. L. MacCARTY, JWPCF (Février 1975) Vol. 47, n° 2, pp. 291-308
- (13) Packed bed reactors for secondary Effluent BOD and ammonia removal. C. YOUNG, R. BAUMANN, J. WALL, JWPCF (Janvier 1975) Vol. 47, n° 1, pp. 47-56
- (14) The intrinsic Kinetics of Nitrification in a continuous Flow suspended growth Reactor. W. K. SHIEH, J. LAMOTTA, Water Research (1979) Vol. 13, pp. 1273-1279
- (15) Fluidised sand recycle Reactor for aerobic biological Treatment of Sewage. Q. A. SEHC, Paper 10—Biological fluidised bed Treatment of Water and Wastewater, Manchester 1980
- (16) Complete Treatment of Sewage in a two fluidised bed System. P. F. COOPER, D. H. V. WHEELDON, Paper 7—Biological fluidised bed Treatment of Water and Wastewater, Manchester 1980
- (17) The use of plastic, porous biomass supports in a pseudo-fluidised Bed for effluent Treatment. Dr I. WALKER, E. P. AUSTIN, Paper 16—Biological fluidised bed Treatment of Water and Wastewater, Manchester 1980
- (18) Characteristics of solid Supports and biomass Support Particles when used in fluidised beds. B. ATKINSON, G. M. BLACK, A. PINCHES, Paper 5—Biological fluidised bed Treatment of Water and Wastewater, Manchester 1980

Summary

This research has provided the means of determining the effect of the calcium-carbonate balance on the efficiency of closed-circuit nitrification. It is now possible to predict the maximum normal operating time of the biological reactor by reference to the initial characteristics of the raw water.

The effectiveness of the process can be increased by artificially raising the level of available carbonates. The results can be directly applied to aquaculture and to the treatment of drinking water to improve the nitrification process.

1. Introduction

For a long time now ammonia has been regarded with disfavour by the water treatment engineer, who applies specific treatments to remove it. At present, chlorination (break point treatment) is frequently employed, but for some years this treatment has been in competition with the biological process (nitrification or biochemical oxidation of the ammonia to form nitrates). Large drinking water treatment plants are now found which include a nitrification stage in their treatment line (Aubergenville, 120,000 m³/d). Nitrogen bacteria are also used in other areas of technology such as water treatment for fish breeding.

While nitrification is a reliable, effective and inexpensive process, it does give rise to constraints of the kind inherent in any biological process. Temperature and pH values may make a considerable difference to results. Some types of accidental pollution (by fuel oil, pesticides, heavy metals, etc.) may even jeopardise the very viability of the biological process. In some difficult cases, the only solution is to isolate the nitrification stage, either by a total stoppage or by recycling water to keep the bacterial metabolism working. We therefore propose to investigate this critical phase involving nitrification with full recycling, i.e. closed-circuit nitrification.

Actually, this particular system corresponds to the normal method of treating the water used for fish breeding, where the present-day tendency is to re-use the water after treatment and reoxygenation so as to reduce the level of water consumption, which in some establishments can be as high as several thousands of cubic metres per hour.

Our purpose was to resolve this type of problem for a totally diverse range of applications, and the research was carried out on a high-performance reactor, i.e. a fixed culture reactor with upward flow, operated in a closed-circuit system.

2. Experimental method

The research was performed at the DEGREMONT Research Centre using a semi-industrial pilot facility capable of treating several cubic metres per hour (see diagram) (Page 13).

The pilot facility was supplied with water from the mains, the composition of which is given in Table 1 (Page 14).

Before being introduced into the reactor, the water was doped with ammonium chloride (1–10 mg/l) and phosphoric acid (0.05–0.1 mg/l) to initiate the nitrification process. A parallel current of water to be treated and process air was passed through the support medium. The water and the process air were injected at the bottom of the reactor through a bottom-plate fitted with nozzles to ensure effective distribution of the air and water (see diagram). The quantity of air injected corresponded to a ratio R such that:

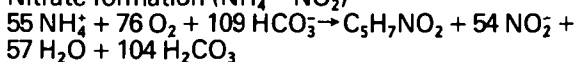
$$R = \frac{\text{air flow}}{\text{water flow}} = 0.5\text{--}1.5 \text{ according to the test.}$$

In each test we measured the main nitrification parameters, i.e. the ammonia, the nitrites and the nitrates, using the customary colorimetric and electrochemical methods.

3. Note on nitrification theory

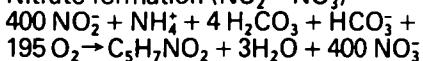
Without going into all the fundamental theory underlying this biochemical ammonia oxidation process, we remind the reader that the process makes use of the properties of the species *Nitrosomonas* and *Nitrobacter*, which, in an aerobic environment, are able to bring about the following transformations (EPA 1975):

Nitrate formation ($\text{NH}_4^+ \rightarrow \text{NO}_2^-$)



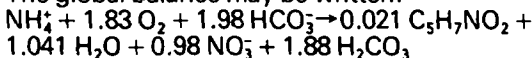
Nitrosomonas

Nitrate formation ($\text{NO}_2^- \rightarrow \text{NO}_3^-$)



Nitrobacter

The global balance may be written:



The following relationships can be calculated from this balance:

$$\Delta \text{NO}_3^- \approx 3.38 \Delta \text{NH}_4^+$$

$$\Delta \text{ALK} \approx -0.7 \Delta \text{NH}_4^+$$

Nitrification will therefore be accompanied by an increase in nitrates and a reduction in ALK, (total alkalinity) which will modify the determinants of the calcium-carbonate balance, as we shall see.

There is always an excess of dissolved oxygen as process air is injected into the support medium of the nitrifying bacteria. A condition of equilibrium is thereby achieved at all times between the oxygen in the injected air and the oxygen in solution.

4. Seeding of the support medium

(the establishment of a stable process)

Before operating the plant in closed circuit, it was necessary to check its performance in open circuit and, as an initial measure, to establish the biological process.

The pilot plant was therefore supplied with water artificially doped with ammonia and the treated water was discarded. In order to compensate for the negative influence of a low temperature (10°C), the operating speed was reduced to 5 m/h for the first number of days.

The performance of the pilot plant was checked by measuring the quantity of ammonia and nitrites in the treated water. In this way it was possible to detect simultaneously the establishment of nitrite ($\text{NH}_4^+ \rightarrow \text{NO}_2^-$) and nitrate ($\text{NO}_2^- \rightarrow \text{NO}_3^-$) formation.

The results obtained, which are shown in Fig. 1 (Page 14), demonstrate that the natural seeding of the virgin medium takes about 20 days at a temperature of 10°C.

At a higher temperature, this period would be considerably reduced. From day 24 onwards a reduction in the ammonia and an increase in the nitrites are observed, indicating the establishment of the nitrite formation stage. Subsequently, the removal of the ammonia accelerates without a proportional increase in the

quantity of nitrites, which shows that nitrates are also being formed. The various nitrogen balances carried out during seeding confirm that the ammonia is indeed transformed into nitrates together with nitrites as an intermediate stage during periods A and B (cf. Fig. 2) (Page 14).

The gradual increase in the speed does not alter this tendency, which becomes more pronounced as time goes by. After 60 days (cf. Fig. 1) the water produced is free from ammonia and nitrites, signifying that the nitrification process has settled down properly.

A number of curves plotted through the support medium (cf. Fig. 3) (Page 15) show that nitrification is a very stable process which includes a transitory intermediate phase—nitrite formation—when the rate (v) of ammonia breakdown is at its greatest (i.e. $v = 9$ mg NH_4^+ /l.metre of medium).

With this well-stabilized reactor it was now possible to begin the tests with full recycling, i.e. re-using the already nitrified water.

5. Investigation of closed-circuit nitrification

To form the closed circuit, the nitrified water is recycled as raw water. It is once more doped with ammonia so as to re-initiate the process. In this way a quantity of ammonia is constantly added which the biological system is called upon to remove.

Figs. 4 and 5 (Page 15) show the variations in the parameters NH_4^+ , NO_3^- , pH and ALK (total alkalinity) from the beginning of full recycling of the pilot plant with concentrations of 5 and 1 mg/l respectively of injected ammonia.

Examination of these results shows that:

- The production of nitrates is linear in time and corresponds well to the amount of ammonia introduced. There is good confirmation of the stoichiometric relationship $\Delta\text{NO}_3^- \approx 3.4 \Delta\text{NH}_4^+$ (see sec. 3).
- The reduction in the carbonate concentration is also proportional to the quantity of ammonia removed. The factor of proportionality ($\Delta\text{ALK} = 0.5 \Delta\text{NH}_4^+$) is smaller than the theoretical calculation suggests (cf. sec. 3).
- At the end of a given period, the efficiency of the nitrification process drops and the appearance of residual ammonia is detected at the reactor outlet. This critical point seems to be reached at a pH value of about 6.5 when the greater part of the carbonates present at the outset has been consumed. It follows that the duration of the cycle is directly linked to the quantity of ammonia injected. For example, with a dosage rate of 5 mg/l of NH_4^+ the cycle lasts about 7 hours, whereas this is extended to 45 hours with an injection rate of 1 mg/l.
- The variations in the pH value are not linear and can be related to the calcium-carbonate balance. The calculation (Tables 2 and 3 on Page 16) suggests a variation in the CO_2 present, leading to a gradual increase in the aggressive CO_2 .

As the reaction progresses there is stabilization of the aggressive CO_2 , which even tends to fall slightly at the end of the cycle. In the short cycle, the level of aggressive CO_2 reached (about 30 mg/l) is higher than that attained in the long cycle (about 15 mg/l). This must be interpreted as the outcome of competition between two opposing processes, i.e. the production of CO_2 by nitrification and the stripping of CO_2 by aeration. The net result may be altered considerably according to the kinetics of the one or other of these phenomena.

These tests give us a deeper insight into the nitrification process with full recycling:

- To maintain 100% nitrification efficiency, the cycle

time must not be prolonged beyond that resulting in a pH value of 6.5.

The operating time will therefore be directly linked to the quantity of ammonia to be removed and to the quantity of available carbonates.

6. Use of carbonates

In order to increase the length of the operating cycle bearing in mind the foregoing remarks it appeared reasonable to consider increasing artificially the quantity of available nitrates. To do this, it seemed preferable to incorporate solid carbonates into the support medium* and, after homogenization, to repeat the previous tests.

To make matters more readily intelligible, the variation over time of the quantity of nitrates, which for each test confirmed the stoichiometric ratios, is not included in the account of these tests.

Figs. 6, 7 and 8 provide a comparison of the results obtained with

- an undoped support medium (Fig. 6) (Page 16),
- a support medium containing 4% added carbonates (Fig. 7) (Page 16),
- a support medium containing 20% added carbonates (Fig. 8) (Page 17).

With pH values in excess of 6.5, the duration of the nitrification cycle increases with the quantity of carbonates added, and a cycle time of over 24 hours is achieved when the support medium is doped with 20% carbonates. These tests were performed with an ammonia dosage rate of 5 mg/l. In the case of a treatment applied in aquiculture, the ammonia level will be limited to about 1 mg/l, and it can then be predicted that by using this technique—doping with 20% carbonates—it will be possible to attain operating cycles lasting about a week.

Table 4 (Page 17) contains the values for the aggressive CO_2 corresponding to each of the cases shown in the Figures. Only by adding 20% carbonates is it possible to keep the aggressive CO_2 concentration at a tolerable level which does not involve drastic variations in the pH value.

These tests have, then, clearly revealed the factor which limits the duration of closed-circuit nitrification cycles: *the carbonate concentration* must be kept at a level sufficient to avoid pH values which are too low and which block any nitrification process.

7. Practical applications

How should the results just described be put to use? The water treatment engineer and the fish breeder have need of suitable techniques capable of solving their specific problems.

7.1 The water treatment engineer

In the event of accidental pollution, the water treatment engineer has the possibility of isolating the nitrification stage and maintaining its purifying capacity by complete recycling. In doing this, he will have to add a certain amount of ammonia to feed the bacteria micro-organisms. If the pollution surge lasts long enough, the system thus established will consume all the carbonates present, as has been demonstrated.

What will then happen if the closed-circuit operation is continued?

Fig. 9 (Page 17) shows that, following the specified operating period (24 h in the example given), the pH drops below the limit value of 6.5 and residual amounts of ammonia and nitrites appear.

This is followed by the total blockage of the two

*Process covered by patent No. 80.20.166 of 19.9.80 in the same of A. Leprince, Y. Richard and F. Nicolas.

stages in the nitrification process, which manifests itself in the stabilization of the nitrites and the linear increase in the ammonia concentration, which is directly related to the quantity introduced.

If, once the pollution surge has passed, normal (open-circuit) operation is resumed, it will be necessary to wait several hours to remove these undesirable residues (see Fig. 10 on Page 17) and distribute the nitrified water.

The addition of a reasonable quantity of carbonates will avoid blocking the nitrification mechanism and will keep the plant working properly.

In order not to complicate the application of the process unnecessarily, it is advisable to add a solution of ammonium carbonate which, as a single additive, will maintain the ammonia and carbonate concentrations necessary to the efficient functioning of the biological unit.

Where the nitrification unit is still at the planning stage, another possibility would be to design directly a biological reactor using carbonates as the sole support medium for the nitrifying bacteria.

In this case monitoring the consumption of the carbonates would be reduced to noting the drop in the level of the bed. Replenishment of the medium consumed would be a simple matter given the absence of any problem of homogenization. This final possibility does, indeed, appear to point the way for the nitrification reactors of the future.

7.2 The fish breeder

For the fish breeder the problem is somewhat different since for him closed-circuit operation, so far from being exceptional, is the only mode of operation which really seems practicable.

Having regard to the respective levels of toxicity for the Salmonidae of ammonia (about 1 mg/l) and nitrites (about 0.1 mg/l), it is clear that the fish farmer needs to ensure optimum efficiency at all times.

In these circumstances it is necessary to envisage doping the support medium with carbonates (patented process, cf. page 11) in proportions which will depend on the characteristics of the breeding operation and the water to be treated. As for the water treatment engineer, here, too, a reactor containing only carbonates presents an elegant solution with great future prospects. By this means it will be possible to exercise perfect control over the pH value and the CO_2 in solution—two factors crucial in determining the efficiency of fish breeding tanks.

8. Conclusion

The above research has, then, clarified the influence of the calcium-carbonate balance on the nitrification process and the findings can be used to overcome certain specific problems connected with the process in its application to the treatment of water both for human consumption and for aquiculture.

A. Leprince, C. Feray, Degrémont, France.

"LA NITRIFICATION EN CIRCUIT FERMÉ: UNE EXPÉRIENCE RICHE D'ENSEIGNEMENTS"

1. Introduction

Depuis longtemps déjà, l'ammoniaque est considérée comme une espèce indésirable par le traiteur d'eau qui met en oeuvre des traitements spécifiques pour son élimination. Actuellement, la chloration (traitement au point critique) est souvent utilisée mais elle est concurrencée depuis quelques années par le procédé biologique (nitrification ou oxydation biochimique de l'ammoniaque en nitrates). C'est ainsi que l'on trouve d'importantes stations de traitement d'eau potable comprenant une étape de nitrification dans leur ligne de traitement (Aubergenville 120.000 m³/j). Les bactéries de l'azote sont également utilisées dans d'autres domaines techniques ainsi par exemple pour le traitement des eaux de pisciculture.

Si la nitrification est un procédé fiable, performant et peu coûteux, elle génère des contraintes inhérentes à tout procédé biologique. La température et le pH sont des paramètres qui peuvent modifier considérablement les rendements obtenus. Certaines pollutions accidentelles (fuel, pesticides, métaux lourds...) peuvent quant à elles, remettre en cause la viabilité même du processus biologique. Dans certains cas difficiles, la seule solution est l'isolement de l'étape de nitrification, soit en arrêt total, soit en utilisant une recirculation d'eau pour maintenir le fonctionnement du métabolisme bactérien. On se propose donc d'étudier cette phase critique que celle d'une nitrification en recyclage total, c'est-à-dire en circuit fermé.

Par ailleurs, cette configuration particulière correspond au fonctionnement normal du traitement d'eau en pisciculture puisque la tendance actuelle est la réutilisation de l'eau après traitement et réoxygénation de manière à réduire les consommations d'eau qui peuvent atteindre sur certains élevages plusieurs milliers de m³/h.

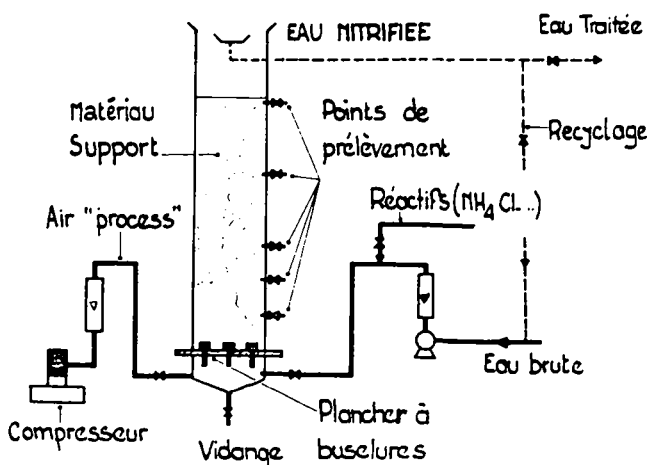
Pour des applications totalement diversifiées, il nous fallait résoudre ce type de problèmes et l'étude a été

entreprise sur un réacteur performant, c'est-à-dire sur un réacteur ascendant à cultures fixées, que l'on a fait fonctionner en circuit fermé.

2. Méthode expérimentale des essais

Les essais ont été réalisés au centre de recherche de la société DEGREMONT, sur un pilote semi-industriel pouvant traiter plusieurs m³/h (schéma ci-après).

SCHEMA DE PILOTE



— Réacteur: Hauteur 4 m — Diamètre 0,28 m.
— Matériau support "Biolite L": Hauteur 2 m — Taille moyenne 2-3 mm.

Le pilote est alimenté avec l'eau du réseau dont la composition est donnée sur le tableau n° 1.

TABLEAU N° 1
Composition de l'Eau d'Alimentation non Dopée

Paramètres	Valeur
pH	7,4
Turbidité (FTU)	0,3
TAC (°F)	22,8
TH (°F)	30
TCa (°F)	27,6
Cl ⁻ (mg/l)	48,3
SO ₄ ⁻ (mg/l)	11,4
NO ₃ ⁻ (mg/l)	15
NO ₂ ⁻	0
NH ₄ ⁺	0
PO ₄ ⁻	0

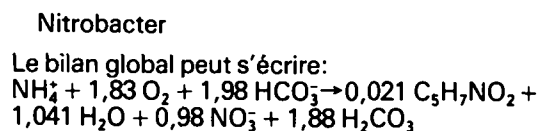
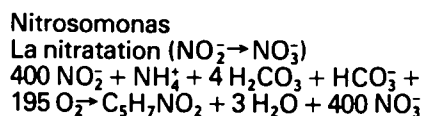
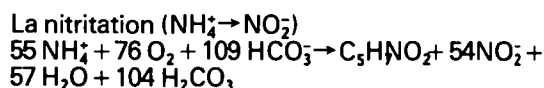
Avant introduction dans le réacteur, elle est dopée en chlorure d'ammonium (de 1 à 10 mg/l) et en acide phosphorique (0,05 à 0,1 mg/l) pour initier le phénomène de nitrification. On réalise au sein du matériau support un co-courant d'eau à traiter et d'air "process". L'eau et l'air "process" sont ainsi injectés au bas du réacteur, sous un plancher à buselures, qui assure une bonne répartition de l'air et de l'eau (cf. schéma). La quantité d'air injecté correspond à un rapport R, tel que:

$$R = \frac{\text{débit d'air}}{\text{débit d'eau}} \text{ compris entre } 0,5 \text{ et } 1,5 \text{ selon les essais.}$$

Pour chaque essai, sont mesurés les principaux paramètres de la nitrification, c'est-à-dire l'ammoniaque, les nitrites et les nitrates par les méthodes habituellement utilisées, du type colorimétrique ou électrochimique.

3. Rappel théorique sur la nitrification

Sans reprendre tous les fondements de ce procédé biochimique d'oxydation de l'ammoniaque, on rappelle qu'il s'agit d'utiliser les propriétés des espèces "Nitrosomonas" et "Nitrobacter" qui, en milieu aérobie, sont susceptibles d'effectuer les transformations suivantes (EPA 1975):



Sur ce bilan, on peut calculer les relations suivantes:

$$\Delta \text{NO}_3^- \approx 3,38 \Delta \text{NH}_4^+$$

$$\Delta \text{TAC} \approx -0,7 \Delta \text{NH}_4^+$$

La nitrification s'accompagnera donc d'une augmentation de nitrates et d'une diminution du TAC, ce qui modifiera les données de l'équilibre calco-carbonique, comme on va le voir.

L'oxygène dissous est toujours en excès puisque l'on insuffle de l'air "process" au sein du matériau support des bactéries nitrifiantes. On réalise ainsi, à tout instant, un équilibre entre l'oxygène de l'air injecté et l'oxygène dissous.

4. Ensemencement du matériau support (Etablissement d'un processus stable)

Avant de simuler le fonctionnement de l'installation en circuit fermé, il fallait s'assurer de sa bonne marche en circuit ouvert et dans un premier temps, permettre l'établissement du processus biologique.

Le pilote est donc alimenté par une eau dopée artificiellement en ammoniacque et l'eau traitée est rejetée. Afin de compenser l'effet néfaste d'une température basse 10°C, on réduit la vitesse de fonctionnement à 5 m/h pour les premiers jours de fonctionnement.

Le suivi du pilote est réalisé en mesurant la quantité d'ammoniaque et de nitrites présents dans l'eau traitée. De cette manière, il est possible d'appréhender simultanément la mise en place de la nitrification (NH₄⁺ → NO₂⁻) et de la nitrification (NO₂⁻ → NO₃⁻).

Les résultats obtenus, présentés sur la figure n° 1 montre que l'ensemencement naturel du matériau vierge demande environ 20 jours pour une température de 10°C.

Fig 1 ENSEMENCEMENT DU REACTEUR

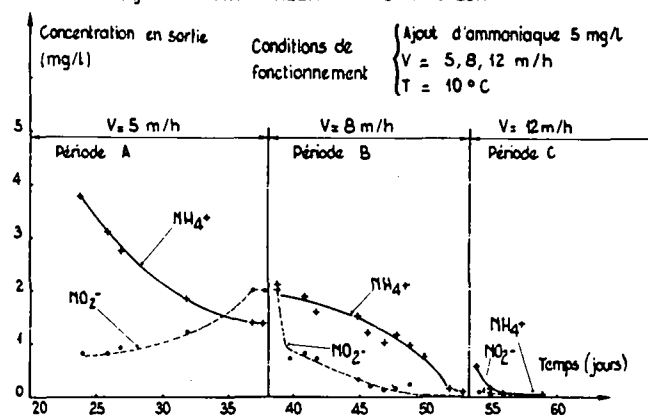
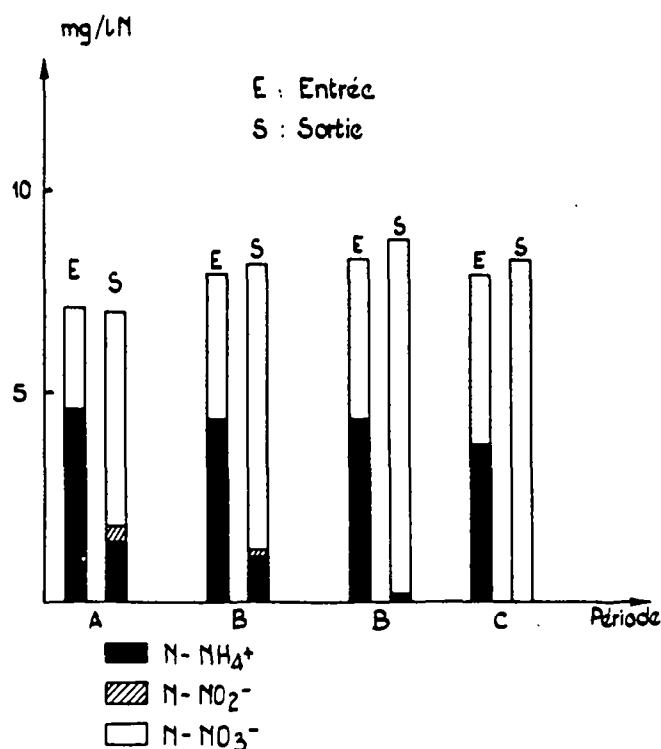


Fig 2 BILAN AZOTE LORS DE L'ENSEMENCEMENT

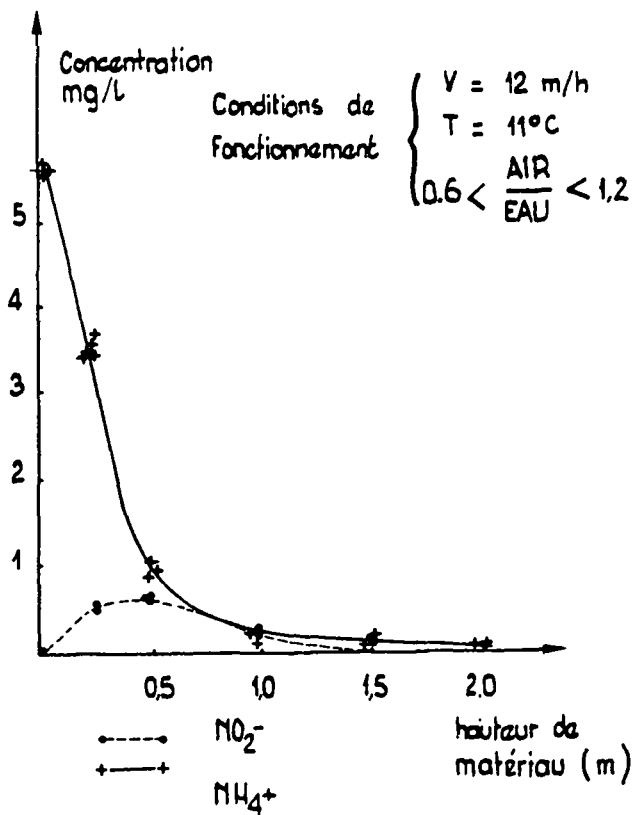


Cette durée serait sensiblement réduite pour une température plus élevée. A partir du 24^{ème} jour, on note une diminution de l'ammoniaque et une augmentation des nitrites, ce qui correspond à l'établissement de l'étape de nitrification. Par la suite, l'élimination de l'ammoniaque s'accélère sans que la quantité de nitrites augmente en proportion, ce qui indique la nitrification s'effectue également. Les différents bilans azotés effectués au cours de l'ensemencement confirme que l'on transforme bien l'ammoniaque en nitrates avec les nitrites comme stade intermédiaire au cours des périodes A et B (cf. figure n° 2). L'augmentation progressive de la vitesse ne modifie pas cette tendance, qui s'accroît au cours du temps. Au bout de 60 jours (cf. figure n° 1), l'eau produite est exempte d'ammoniaque et de nitrites: le processus de nitrification est bien stabilisé.

En réalisant plusieurs profils au sein du matériau support (cf. figure n° 3), la nitrification apparaît comme un procédé bien stable, qui comporte un intermédiaire réactionnel fugitif, les nitrites, quand la vitesse de dégradation de l'ammoniaque est maximale (soit $v = 9 \text{ mg NH}_4^+/\text{l.mètre de matériau}$).

Avec ce réacteur bien stable, on peut maintenant commencer les essais de recyclage total, c'est-à-dire réutiliser l'eau déjà nitrifiée.

fig 3 PROFILS DE NITRIFICATION



5. Etude de la nitrification en circuit fermé

Pour réaliser le circuit fermé, on reprend l'eau nitrifiée qui joue alors le rôle d'eau brute. Elle est à nouveau dopée en ammoniaque, de manière à ré-initialiser le processus. On apporte ainsi, en continu, une quantité d'ammoniaque que le système biologique est chargé d'éliminer.

A partir de la mise en recyclage total du pilote, les variations des paramètres NH_4^+ , NO_3^- , pH et TAC sont présentées sur les figures n° 4 et 5 avec des

concentrations de 5 et 1 mg/l, respectivement, d'ammoniaque injecté.

L'examen de ces résultats montre que:

a/La production de nitrates est linéaire dans le temps et correspond bien à la quantité d'ammoniaque introduit. On vérifie bien la stoechiométrie $\Delta\text{NO}_3^- \approx 3,4 \Delta\text{NH}_4^+$ (cf. § 3).

b/La diminution de la concentration en carbonates est également proportionnelle à la quantité d'ammoniaque éliminée, le coefficient de proportionnalité ($\Delta\text{TAC} = 0,5 \Delta\text{NH}_4^+$) est plus faible que le calcul théorique le laisse prévoir (cf. § 3).

fig 4. EVOLUTION DES ESPECES NH_4^+ , NO_3^- , pH ET TAC AU COURS D'UN FONCTIONNEMENT EN CIRCUIT FERME

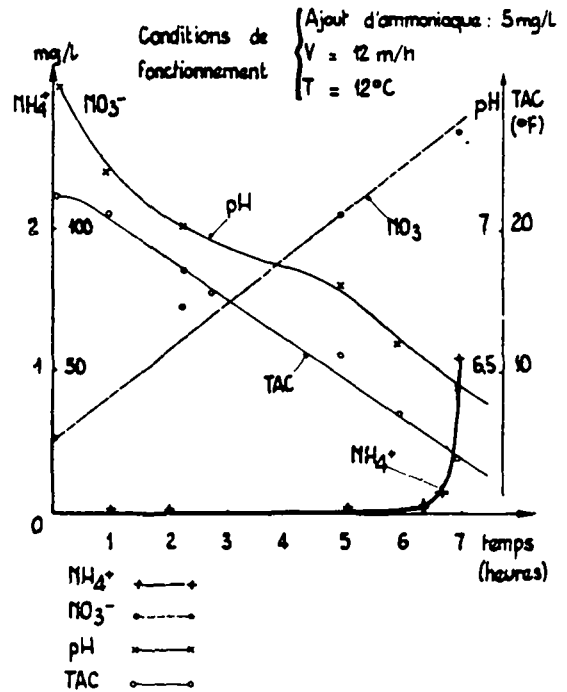
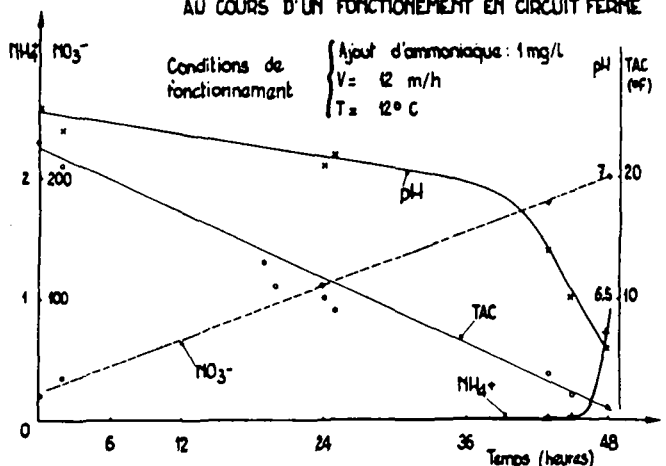


fig 5 EVOLUTION DES ESPECES NH_4^+ , NO_3^- , pH et TAC AU COURS D'UN FONCTIONNEMENT EN CIRCUIT FERME



c/Au bout d'un temps donné, le rendement de la nitrification baisse et l'on peut noter l'apparition d'ammoniaque résiduel en sortie du réacteur. Ce point critique semble atteint pour un pH d'environ 6,5 quand la majeure partie des carbonates initialement présents est consommée. De ce fait, la durée de cycle est directement liée à la quantité d'ammoniaque injectée. Ainsi, pour 5 mg/l de NH_4^+ , on a une durée de cycle

d'environ 7 heures alors que l'on a 45 heures pour une injection de 1 mg/l.

d/Les variations du pH ne sont pas linéaires et elles peuvent être reliées à l'équilibre calco-carbonique. Le calcul (cf. tableaux n° 2 et 3) suggère une variation du CO₂ présent, induisant une augmentation progressive du CO₂ agressif.

TABLEAU N° 2

Equilibre Calco-Carbonique du Cycle Court (NH₄⁺ = 5 mg/l)
(Méthode Hallopeau et Dubin)

Temps (h)	pH	TAC	CO ₂ présent	CO ₂ équilibrant	ΔCO ₂ + agressif - incrustant
0	7,5	22	14	20	- 6
1	7,2	21	25	20	+ 5
2,25	7,0	17	33	15	+ 18
5,0	6,8	11	35	6	+ 29
6,0	6,6	7	35	~ 3	+ 32
7,0	6,45	4	28	~ 1	+ 27

TABLEAU N° 3

Equilibre Calco-Carbonique du Cycle Long (NH₄⁺ = 1 mg/l)
(Méthode Hallopeau et Dubin)

Temps (h)	pH	TAC	CO ₂ présent	CO ₂ équilibrant	ΔCO ₂ + agressif - incrustant
0	7,3	23	23	28	- 5
2	7,2	21	25	21	+ 4
24	7,05	10	19	5	+ 14
43	6,7	4	15	~ 1	+ 14
45	6,5	2	12	ε	+ 12
48	6,3	1	9	ε	+ 9

Avec l'avancement de la réaction, il y a stabilisation du CO₂ agressif, qui tend même, à diminuer légèrement en fin de cycle. Sur le cycle court, le niveau de CO₂ agressif atteint (environ 30 mg/l) est supérieur à celui obtenu sur le cycle long (environ 15 mg/l: il faut voir là, le résultat de la compétition entre deux processus opposés: la production de CO₂ par la nitrification et le stripping du CO₂ par l'aération. Selon la cinétique de l'un et de l'autre des phénomènes, le résultat global peut être sensiblement modifié.

Ces essais permettent de mieux connaître le comportement du processus de nitrification en recyclage total:

— Pour conserver un rendement de nitrification de 100%, il ne faudra pas dépasser la durée du cycle correspondant à l'obtention d'un pH de 6,5.

La durée de fonctionnement sera donc directement liée à la quantité d'ammoniaque à éliminer et à la quantité de carbonates disponibles.

6. Utilisation des carbonates

Dans le but d'augmenter la durée des cycles de fonctionnement, et compte tenu des remarques précédentes, il était normal de penser à augmenter artificiellement la quantité de nitrates disponibles. Pour cela, il a semblé plus judicieux d'incorporer directement des carbonates solides au sein du matériau support*, et, après homogénéisation, de reprendre les essais précédents.

Pour permettre une meilleure compréhension, on ne reporte plus l'évolution de la quantité de nitrates, qui vérifie, pour chaque essai, les proportions stœchiométriques.

Les figures n° 6, 7 et 8 permettent de comparer les résultats obtenus avec:

- un matériau support non dopé (figure n° 6)
- un matériau support + 4% carbonates (figure n° 7)
- un matériau support + 20% carbonates (figure n° 8).

*Procédé breveté n° 80.20.166 du 19.9.80, A. LEPRINCE, Y. RICHARD, F. NICOLAS

Fig 6 VARIATIONS DU pH, TAC et de NH₄⁺ SUR LE MATERIAU NON DOPÉ

Conditions de fonctionnement: { Ajout d'ammoniaque 5 mg/l
V = 12 m/h
T = 12° C

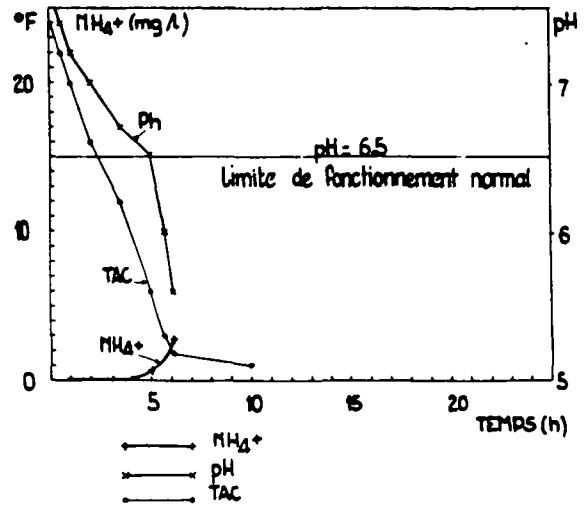
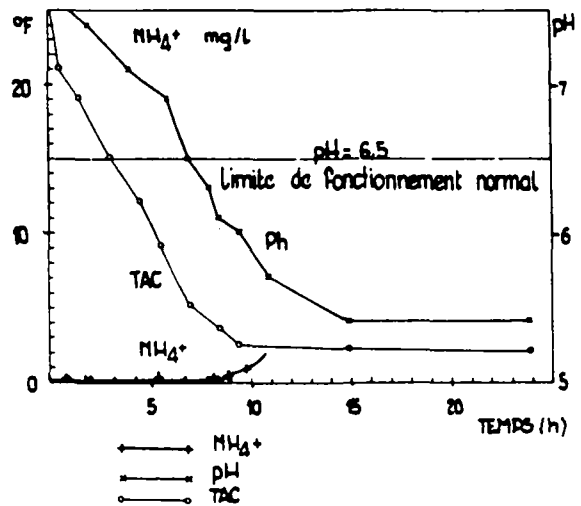


Fig 7 VARIATIONS DU pH, TAC et de NH₄⁺ SUR LE MATERIAU DOPÉ A 4% DE CARBONATES

Conditions de fonctionnement: { Ajout d'ammoniaque 5 mg/l
V = 12 m/h
T = 12° C



Pour les valeurs de pH supérieures à 6,5, la durée du cycle de nitrification s'accroît avec la quantité de carbonates introduits, et l'on obtient une durée de cycle supérieure à 24 heures quand on dope le matériau support avec 20% de carbonates. Ces essais ont été effectués avec un apport d'ammoniaque de 5 mg/l. Si l'on considère le cas d'un traitement d'aquaculture, le taux d'ammoniaque sera limité aux environs de 1 mg/l et on peut prévoir que ce mode de mise en oeuvre—dopage à 20% de carbonates—permettra d'obtenir des durées de cycles de l'ordre d'une semaine environ.

Le tableau n° 4 donne les valeurs respectives du CO₂ agressif pour chacun des cas de figure. Seule l'addition de 20% de carbonates permet de maintenir la concentration en CO₂ agressif à un niveau tolérable, qui n'entraîne pas de variations drastiques du pH.

Fig 8 VARIATIONS DU pH, TAC et de NH₄⁺ SUR LE MATERIAU DOPÉ A 20% DE CARBONATES

Conditions de fonctionnement : $\left\{ \begin{array}{l} \text{Ajout d'ammoniaque } 5 \text{ mg/L} \\ V = 12 \text{ m/h} \\ T = 12^\circ \text{C} \end{array} \right.$

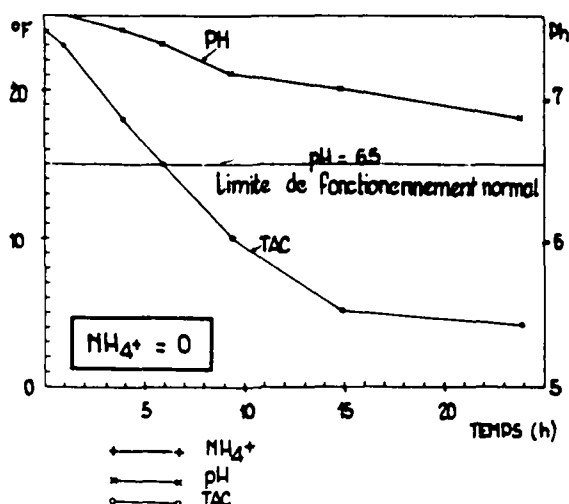


TABLEAU N° 4 Valeurs du CO₂ Agressif (en mg/l) au cours des Différents Essais de Nitrification sur Circuit Fermé

Temps (h)	Matériau non dopé (référence)	Matériau + 4% carbonates	Matériau + 20% carbonates
1	10	—	—
2	20	2	—
5	38	15	6
6	100	—	—
7	—	30	—
10	—	—	10
15	—	200	13
24	—	—	12

Ces essais ont donc permis de bien mettre en évidence le facteur limitant la durée des cycles de nitrification sur un circuit fermé: *la concentration en carbonates* doit être maintenue à un niveau suffisant pour éviter d'atteindre des pH trop bas, ce qui bloque tout processus de nitrification.

7. Les applications pratiques

Comment utiliser les résultats qui viennent d'être mis en évidence? Le traiteur d'eau comme le pisciculteur doivent pouvoir disposer de techniques appropriées capables de résoudre leurs problèmes spécifiques.

7.1 Le traiteur d'eau

Lors d'une pollution accidentelle, le traiteur d'eau à la possibilité d'isoler l'étape de nitrification et d'en maintenir le pouvoir épurateur en usant d'un recyclage total. Pour cela, il lui faudra additionner une certaine quantité d'ammoniaque de manière à alimenter les micro-organismes bactériens. Si la vague de pollution dure assez longtemps, le système ainsi constitué va consommer tous les carbonates présents, comme on l'a bien montré.

Que se passera-t-il alors si l'on prolonge le fonctionnement en circuit fermé?

La figure n° 9 nous montre qu'après la durée nominale de fonctionnement (soit 24 h dans l'exemple présenté), le pH descend sous la valeur limite de 6,5 et les résiduels d'ammoniaque et de nitrites apparaissent.

Fig 9 EVOLUTION DU pH ET DES CONCENTRATIONS EN NH₄⁺ ET NO₂⁻ AU COURS DU TEMPS (fonctionnement en circuit fermé avec ajout de carbonates)

Conditions de fonctionnement $\left\{ \begin{array}{l} V = 12 \text{ m/h} \\ \text{Ajout d'ammoniaque } 5 \text{ mg/L} \\ T = 15^\circ \text{C} \end{array} \right.$

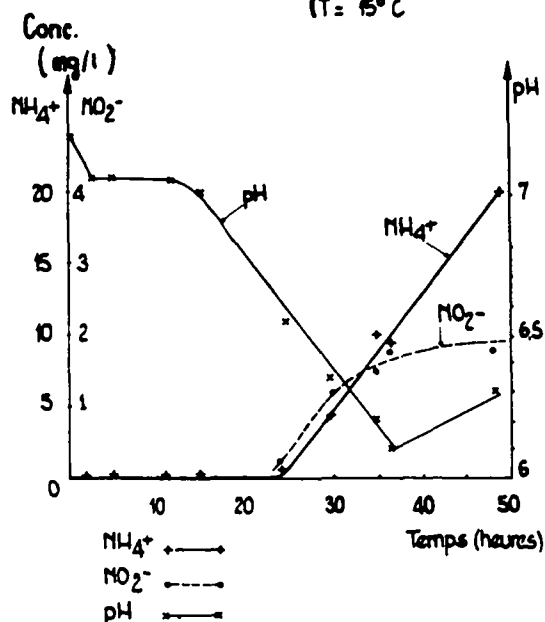
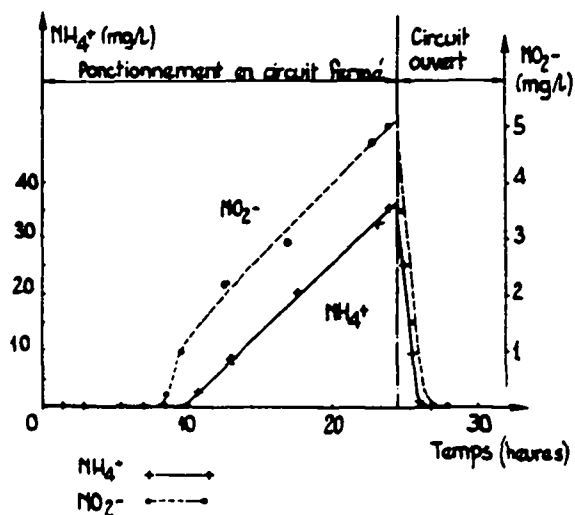


Fig 10 REDPRISE DE LA NITRIFICATION APRES UNE PERIODE DE FONCTIONNEMENT EN CIRCUIT FERME NON CONTROLÉ

Conditions de fonctionnement $\left\{ \begin{array}{l} \text{Ajout d'ammoniaque } 5 \text{ mg/L} \\ V = 12 \text{ m/h} \\ T = 14^\circ \text{C} \end{array} \right.$



Ensuite, il y a un blocage total des deux étapes de la nitrification, ce qui se traduit par la stabilisation des nitrites et l'augmentation linéaire de l'ammoniaque, dont la concentration est directement liée à la quantité injectée.

Si, alors que la vague de pollution est passée, on reprend une configuration normale (en circuit ouvert), il faudra alors attendre plusieurs heures pour éliminer ces résiduels indésirables (cf. figure n° 10) et pouvoir distribuer l'eau nitrifiée.

Pour éviter de bloquer le mécanisme de la nitrification, un ajout modéré de carbonates permet de maintenir le fonctionnement correct de l'installation.

Afin de ne pas compliquer inutilement la mise en oeuvre, il sera judicieux d'injecter une solution de carbonate d'ammonium, ce qui amènera en un seul réactif, les concentrations d'ammoniaque et de carbonates nécessaires au bon fonctionnement de l'unité biologique.

Si l'installation de nitrification n'est encore qu'à l'état de projet, un autre choix serait de concevoir directement un réacteur biologique utilisant des carbonates comme seul support des bactéries nitrifiantes.

Dans ce cas, le contrôle de la consommation en carbonates est simplifié puisque l'on observera une diminution correspondante de la hauteur de couche. La régénération du matériau consommé sera aisément réalisable puisqu'il n'y aura pas de problème d'homogénéisation. Cette dernière possibilité semble être une voie d'avenir pour les réacteurs de nitrification.

7.2 Le pisciculteur

Pour ce dernier, le problème est un peu différent puisque le fonctionnement en circuit fermé n'est pas l'exception mais au contraire, le seul mode de traitement réellement envisageable.

En considérant les toxicités respectives de l'ammoniaque (environ 1 mg/l) et des nitrites (environ 0,1 mg/l) pour les salmonidés, on comprend que le pisciculteur doit s'assurer d'un rendement optimum de tous les instants.

Dans ce cas, il faut envisager le dopage du matériau support par les carbonates (procédé breveté cf. page 10) dans des proportions qui dépendront des caractéristiques de l'élevage et de l'eau à traiter. Comme pour le traiteur d'eau, un réacteur ne contenant que des carbonates est un choix élégant qui préfigure l'avenir. De cette manière, on contrôlera parfaitement la valeur du pH et du CO₂ dissous, paramètres déterminant quant au bon rendement des bassins d'élevage.

8. Conclusion

Ces recherches ont donc permis de préciser le rôle de l'équilibre calco-carbonique sur le processus de nitrification et les enseignements apportés peuvent être

utilisés pour résoudre certains problèmes particuliers concernant le processus de nitrification, tant en traitement des eaux potables, qu'en épuration des eaux d'aquaculture.

Références bibliographiques

- B. SHARMA, R. C. AHLERT. Nitrification and nitrogen removal, *Water Research*, Vol 11, 897-925 (1977)
- W. K. SHIEH, E. J. LAMOTTA. The Intrinsic kinetics of nitrification in a continuous flow suspended growth reactor, *Water Research*, Vol 13, 1273-1279 (1979)
- M. K. STENSTROM, R. A. PODUSKA. The effect of dissolved oxygen concentration on nitrification, *Water Research*, Vol 14, 643-649 (1980)
- B. KHOLDEBARIN, J. J. OERTLI. Effect of pH and ammonia on the rate of nitrification of surface water. *JWPCF*, n° 7, Vol. 49, 1688-1692 (1977)
- P. M. SUTTON, K. L. MURPHY, B. E. JANK, B. A. MONAGHAN. Efficiency of biological nitrification, *JWPCF*, n° 11, Vol 47, 2665-2673 (1975)
- M. SOMVILLE. A method for the measurement of nitrification rates in water, *Water Research*, Vol 12, 843-848 (1978)
- A. C. ANTHONISEN, R. G. LOEHR, T. B. S. PRAKASAM, E. G. SKINATH. Inhibition of nitrification by ammonia and nitrous acid, *JWPCF*, n° 5, Vol 48, 835-852, (1976)
- C. M. WONG-CHONG, R. C. LOEHR. Kinetics of microbial nitrification—Nitrite nitrogen oxidation, *Water Research*, Vol 12, 605-609 (1978)
- B. KHOLDEBARIN, J. J. OERTLI. Effect of suspended particles and their sizes on nitrification in surface water, *JWPCF*, n° 7, Vol 49, 1693-1697 (1977)
- R. T. HAUG, P. L. McCARTY. Nitrification with submerged filters, *JWPCF*, n° 11, Vol 44, 2086-2102 (1972)
- D. D. McHARNESS, R. T. HAUG, P. L. McCARTY. Field studies of nitrification with submerged filters, *JWPCF*, n° 2, Vol 47, 291-309 (1975)
- G. DEVILLERS. Nitrification de l'eau—Elimination de l'ammoniaque des eaux d'alimentation, *TSM*, n° 10 (60ème année), 295-305 (1965)
- Y. RICHARD, L. BRENER, G. MARTIN. Nitrification des eaux souterraines et des eaux clarifiées, *TSM*, n° 3 (74ème année), 157-163 (1979)
- Y. RICHARD, A. LEPRINCE. L'azote dans les eaux potables—Les traitements biologiques, *TSM*, n° 4 (75ème année), 167-181 (1980)

P. Timmermans and A. Van Haute, Institute of Industrial Chemistry, Katholieke Universiteit Leuven, Heverlee, Belgium.

"COMPARISON BETWEEN A ONE- AND A TWO-SLUDGE SYSTEM FOR DENITRIFICATION USING INTERNAL WASTEWATER CARBON"

1. Introduction

During the last decade, quite a lot of research has been done on the biological denitrification of wastewaters. As a result, many flow sheets and systems have been developed to serve the increasing need to restrict the quantity of nitrates in wastewater effluents.

In general, denitrification systems are characterised by the way in which bacteria are retained in the system, by the kind of carbon—and energy source used and by the use of combined (one) or separate (two) bacterial cultures. It is apparent that denitrification may be accomplished in either a normal activated sludge

system or in a fixed film reactor (Anderson and Ibrahim, 1978); even the use of a fluidized bed reactor with no support material has had increasing attention (Miyaji & Kato, 1975; Klapwijk et al., 1979). In all these reactors denitrification can be achieved by using a one- or a two-sludge system.

In the one-sludge system, sludge is handling both nitrification and denitrification as it is successively exposed to aerobic and anoxic conditions. This simultaneous process should be possible because of the widespread ability of the wastewater bacteria to denitrify.

Studies of Klapwijk (1978) however, revealed that the substrate eliminating capacity of a combined sludge, under anoxic conditions was only 20–40% of that under normal aerobic conditions and only a minority of the normal wastewater bacteria had the capacity to denitrify. As a consequence, in order to get a high percentage of denitrifying organisms, special precautions are necessary: preference should be given to a one-sludge system with predenitrification or to a two-sludge system with a separate denitrifying culture. For the combined sludge the creation of an appropriate environment for denitrification is achieved by recycling nitrified effluent to an anoxic basin ahead of the installation and mixing it with the incoming raw sewage in the presence of activated sludge. Using a two-sludge system, selective growth of nitrifying (aerobic reactor) and denitrifying organisms (anoxic reactor) is possible.

For both options, the rate of denitrification is dependent on the availability of a sufficient quantity of a suitable organic carbon source. Nitrified effluents entering a denitrifying reactor are generally very low in organic content, so that the addition of a carbon source may be necessary. This may be achieved by using the carbon present in the raw wastewater.

It is obvious that the choice between a one- or a two-sludge system, with the use of raw sewage as carbon source would depend upon its cell yields characteristics, the efficiency and rate of denitrification and the cost of operation. If a high cell yield could be obtained, a higher sludge production with additional sludge disposal costs would be the result. The higher the denitrification rate obtained, the smaller the anoxic basin to accomplish complete denitrification. On the other hand, denitrification using raw sewage as carbon and energy source, lowers the need for oxygen since most of the carbon will be oxidized with the use of oxygen present in nitrate-nitrogen.

In this paper, a comparison is made between a one- and a two-sludge system using the organics present in raw sewage as carbon source for the denitrification of municipal wastewater. Cell yields, denitrification rates and COD/N ratios are determined.

2. Materials and methods

All of the experiments are conducted in laboratory scale systems. Schematics of those systems are presented in figures 1 and 2.

Each system consists of an anoxic basin, 3.6 litre in volume, followed by an aerobic tank of 10 litres. For the aeration, air is used to provide sufficient oxygen and to ensure complete mixing.

In the two-sludge system (fig. 2) a supplemental 4 litre clarifier is used to separate the denitrifying sludge.

The incoming wastewater is directly fed to the anoxic reactors and mixed with recycled nitrified effluent. The mean characteristics of the municipal wastewater are summarised in table 1.

Excess sludge is bled off regularly in order to control the solid retention time (SRT). For the one-sludge system, the total SRT, being the sum of the SRT of the aerobic and anoxic reactor, is approximately 35 days, whereas for the two-sludge system the SRT is 20 and 3

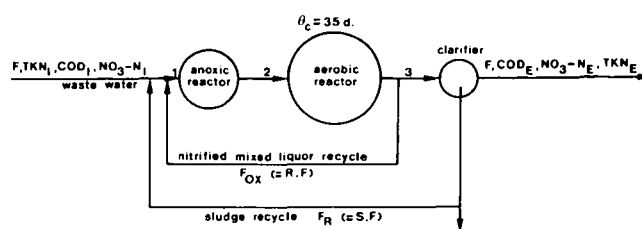


Fig. 1. Nitrification-denitrification using a one-sludge system and internal wastewater carbon.

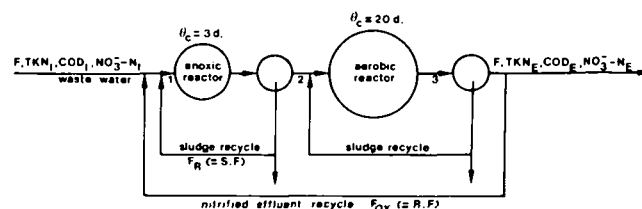


Fig. 2. Nitrification-denitrification using a two-sludge system and wastewater carbon.

The nomenclature used is defined as follows:

F = influent flow rate (l/h)

TKN_I, TKN_E, soluble TKN in influent respectively effluent (mg N/l)

NO₃⁻-N_I, NO₃⁻-N_E: nitrate-nitrogen concentration in in- and effluent (mg N/l)

R = recycle ratio of nitrified liquor rate to F (l/h : l/h)

S = recycle ratio of sludge recycle rate to F (l/h : l/h)

1, 2, 3 : points in the flow scheme where the different concentration of COD, TKN and NO₃-N are measured.

days for the aerobic and anoxic basin respectively.

During all tests, temperature of the reactions is controlled at 20°C while the pH varies between 8.0 and 8.5.

Table 1
Characteristics of the municipal wastewater

COD _{unfiltered}	: 334 ± 60 mg/l
TKN	: 65.3 ± 15.7 mg N/l
NH ₄ ⁺ -N	: 56 ± 13.5 mg N/l
NO ₃ ⁻ -N + NO ₂ ⁻ -N	: <1 mg N/l
pH	: 7.9

3. Experimental results

3.1 Rate of nitrate removal at different sludge loadings

When wastewater is used as a carbon and energy source, denitrification is achieved by recycling nitrified effluent or nitrified mixed liquor to the anoxic reactor; as a consequence the demand for an appropriate carbon source is increased. For this reason the incoming wastewater is directly fed to the anoxic reactor.

The influence of the sludge loading on the nitrate removal rate is examined by changing the recycled-effluent to influent ratio. In fact, the sludge loading of the two continuous systems is varied from 0.02 to 0.24 g COD/g MLVSS.h. A linear function between the denitrification rate, RD, and the sludge loading is found.

$$RD = \frac{1}{X} \cdot \frac{dNO_3^- - N}{dt} = b \cdot (F \cdot COD_I / X \cdot V) + k \quad (1)$$

RD: g NO₃⁻-N/g MLVSS . h

k = endogenous respiration rate (g N/g MLVSS . h)

b = rate constant (g NO₃⁻-N/g COD)

X = sludge concentration in anoxic reactor (g MLVSS/l)

The values of 'b' and 'k' for the two systems are:

b = 0.061; k = 0.0019 for the one-sludge system and

b = 0.076; k = 0.0043 for the two-sludge system.

For those pre-denitrification systems, the COD_1 -concentration is the composite of three streams entering the anoxic zone; if we assume that no reactions occur during clarification ($COD_3 = COD_E$; $TKN_3 = TKN_E$; $NO_3 - N_3 = NO_3 - N_E$); the COD_1 can be calculated as follows:

– for the one-sludge system:

$$COD_1 = \frac{COD_1 + COD_3 \cdot R + COD_E \cdot S}{1 + R + S}$$

$$= \frac{COD_1 + (R + S) \cdot COD_E}{1 + R + S} \quad (2)$$

and for the two-sludge system:

$$COD_1 = \frac{COD_1 + COD_E \cdot R + COD_2 \cdot s}{1 + R + S} \quad (3)$$

In our experiments, the overall COD removal is almost 90% of the total influent COD so that a large recirculation ratio will yield a low COD_1 -concentration, a low sludge loading and as a consequence a low nitrate removal rate. In this option, predenitrification systems with high C/N ratios and a low recirculation ratio are preferable to processes using post-denitrification with very low sludge loadings and almost endogenous denitrification rates.

On the other hand, a sufficient recirculation ratio is needed in order to obtain effluents low in nitrate-nitrogen concentrations.

3.2 Relation between COD – and nitrate in the anoxic reactor

A stoichiometric relationship can be assumed between the rates at which nitrate and COD are utilised by writing the nitrate balance over the anoxic reactor:

$$Q \cdot NO_3 - N_1 = Q \cdot NO_3 - N_2 + a \cdot Q(COD_1 - COD_2) + K \cdot X \cdot V \quad (4)$$

Q = total influent flow in anoxic reactor = $F(1 + R + S)$ l/h

$a = 1 - Y$ = amount of nitrate reduced for each gram of COD removed.

Rearranging equation (4) gives:

$$\frac{Q(NO_3 - N_1 - NO_3 - N_2)}{X \cdot V} = \frac{a \cdot Q(COD_1 - COD_2)}{X \cdot V} + k \quad (5)$$

By plotting the nitrate-removal rate versus the COD-removal rate the values of a and k can be obtained for the one-sludge (fig. 4) and for the two-sludge system (fig. 3).

From these results, it can be calculated that the mean ratio between COD consumed and nitrate reduced is 10.37 g COD/g N for the one-sludge system and 6.72 g COD/g N for the two-sludge system.

Since one gram of nitrate accepts as many electrons as 20/7 gram of oxygen, the COD removal rate can be compared with the consumed nitrate-nitrogen expressed as nitrogen oxygen equivalents (NOE). The NOE-consumption per g COD is 0.275 g NOE/g COD and 0.425 g NOE/g COD for the one- and two-sludge system respectively. Since almost 70% of the COD is removed in the anoxic, one-sludge reactor, 42,5% of the incoming COD is used for sludge growth, while for the two-sludge system with an average of 60% COD removal, an assimilation percentage of approximately 17.5% is found.

The value of 0.425 g NOE/g COD is in good agreement with this of 0.41 g NOE/g COD found by Klapwijk et al. (1979) for two-sludge denitrification in a fluidised bed reactor, while a ratio of 0.248 g NOE/g COD (= 11.5 g COD/g $NO_3 - N$) was found for single

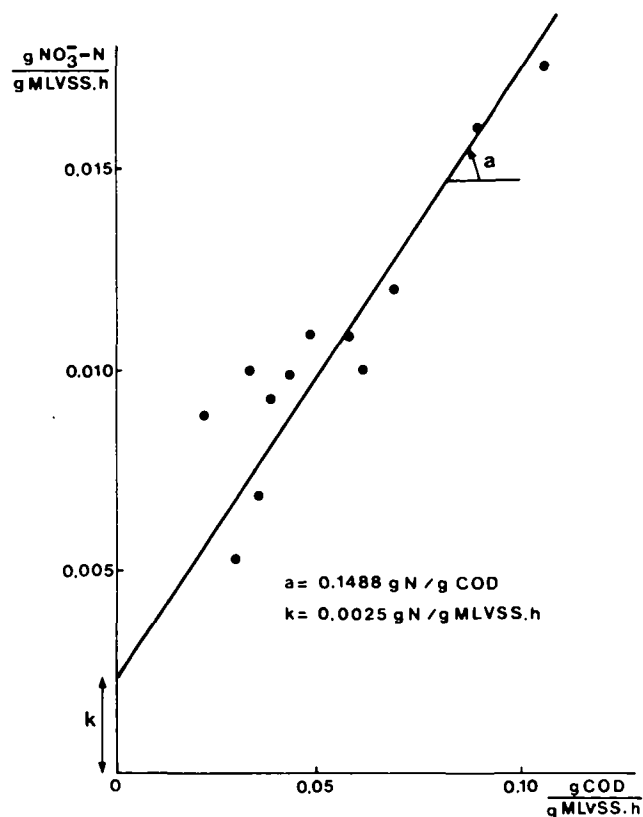


Fig. 3. Relationship between nitrate- and COD-removal rate in a two-sludge system for different sludge loadings.

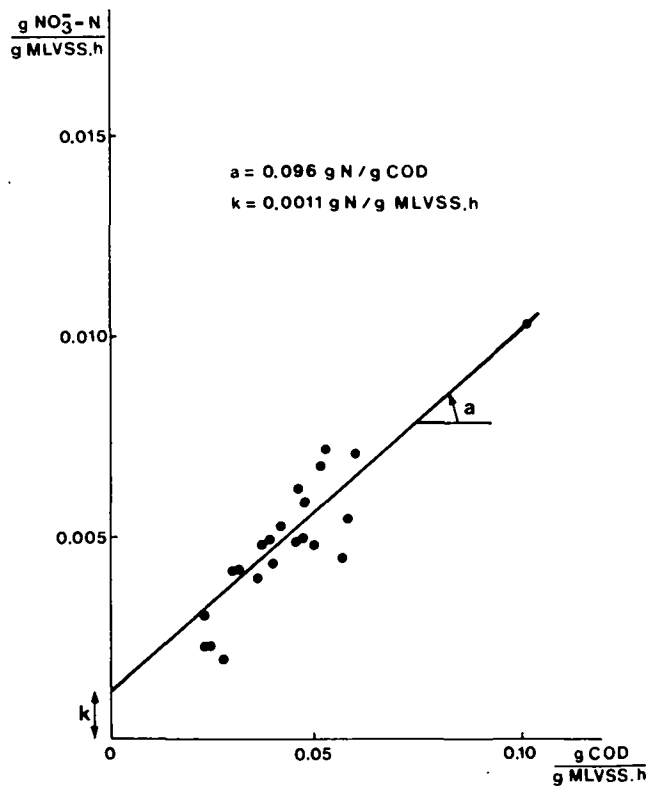


Fig. 4. Relationship between nitrate- and COD-removal rate in a one-sludge system for different sludge loadings.

sludge systems treating municipal sewages in South Africa (Barnard et al., 1975).

For the range of sludge loadings used, a maximum denitrification rate of 0.0105 g N / g MLVSS . h (0.252 g N/g MLVSS . d) for the combined, and of 0.0175 g N/g

MLVSS.h (0.42 g N/g MLVSS.d) for the two-sludge system is obtained. As can be seen, a much higher (40%) nitrate removal rate is obtained for the two-sludge system. Adaptation of this sludge to anoxic conditions and selective growth of denitrifying organisms lead to a more efficient use of the carbon source and to a lower sludge production.

The gain in anoxic reactor volume, however, is offset by the requirement for a supplemental clarifier.

Endogenous denitrification for both systems, is much smaller than the normal denitrification rates obtained when carbon is present.

3.3 Oxygen requirement and denitrification

In the anoxic reactor, nitrate is used by the denitrifying bacteria as an electron acceptor, instead of oxygen, for dissimilation reactions.

As a consequence part of the oxygen used for subsequent nitrification is gained. The total oxygen demand for the entire system: carbon oxidation and nitrification, can be calculated. First it has to be taken into account that almost 15% of the total nitrogen is converted into biomass while 85% can be nitrified.

O₂-need for the entire system:

$$F(\text{COD}_1 - \text{COD}_E) + 4.57 \cdot (0.85) \cdot (\text{TKN}_1 - \text{TKN}_E) \quad (6)$$

The amount of COD removal in the anoxic reactor:

$$F(1 + R + S)(\text{COD}_1 - \text{COD}_2) = \text{O}_2\text{-to be supplied by nitrate} \quad (7)$$

By using equation (6) and (7), we can see that almost 47 and 42% of the total oxygen demand for the one- respectively sludge system is supplied by converting nitrate-nitrogen to nitrogen gas.

3.4 Recirculation ratio and amount of nitrogen removed

The optimum recirculation ratio for denitrification can be calculated by measuring the NOE-supply in function of the recirculation ratio for the one-sludge system:

$$\text{NOE-supply} = \frac{(0.85) \cdot \text{TKN}_1 \cdot (20/7) \cdot (R + S)}{(1 + R + S)} \text{ g NOE} \quad (8)$$

Since our wastewater is carbon limited, we can assume that all nitrate, returned to the anoxic reactor, will be converted to nitrogen gas as long as sufficient carbon is present.

For this reason the sludge recycle stream of the two-sludge anoxic reactor contains no nitrate-nitrogen so that the NOE supply for the two-sludge system equals:

$$\text{NOE-supply} = \frac{(0.85) \cdot \text{TKN}_1 \cdot (20/7) \cdot R}{1 + R + S} \quad (9)$$

The amount of COD entering the anoxic zone is measured by using equations (2) and (3).

The amount of COD required for complete nitrate-removal in the anoxic basin is calculated by using the values of the substrate consumption ratios:

— for the one-sludge system:

$$\text{COD}_{\text{need}} = \text{NOE supply} \cdot 3.63 \frac{\text{g COD}}{\text{g NOE}} \quad (10)$$

— for the two-sludge system:

$$\text{COD}_{\text{need}} = \text{NOE supply} \cdot 2.35 \frac{\text{g COD}}{\text{g NOE}} \quad (11)$$

The relation between COD-supply and the recirculation ratio are presented in Figure 5.

From the results of this we can conclude that an

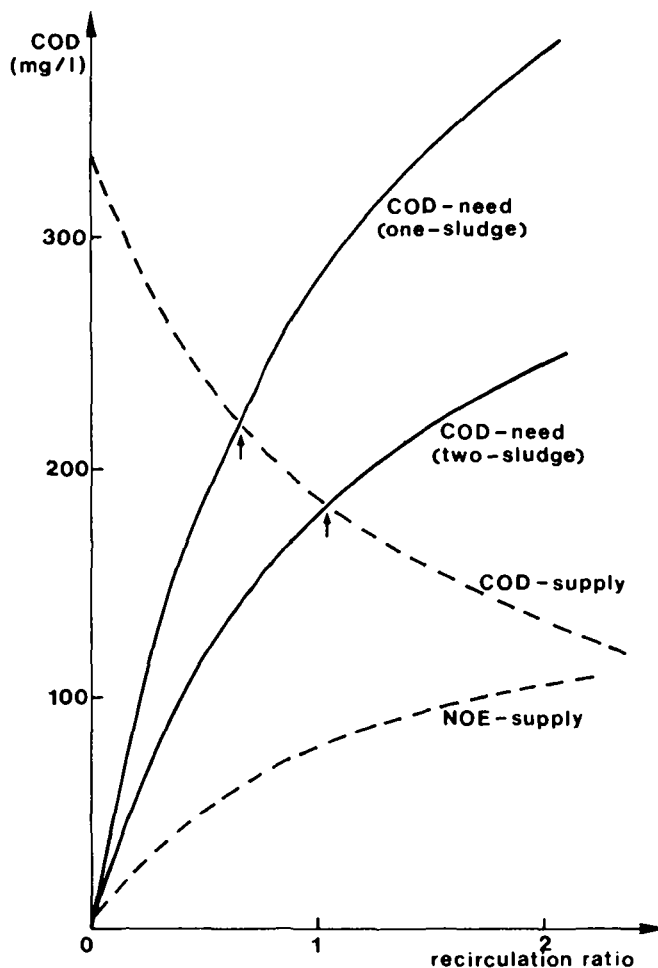


Fig. 5. Relation between the COD-supply, COD-need and the recirculation ratio.

optimal recirculation ratio of 0.6 respectively 1.0 for the one- and two-sludge system is found corresponding with a total nitrogen removal of 38, respectively 50%.

A higher initial C/N ratio of the wastewater would yield a greater recirculation ratio and as a consequence a more complete nitrogen reduction.

4. Conclusions

When wastewater is used to support denitrification, preference should be given to a two-sludge system since it results in a higher denitrification rate, a lower sludge production and a more complete nitrogen removal in comparison with the one-sludge system. The cost of a supplemental clarifier however, has also to be taken into account when deciding between the two proposed systems. The availability of an influent high in organic carbon is necessary in order to get a high denitrification rate and a complete nitrogen removal.

By using the predenitrification systems, as described above, almost 45% of the required oxygen may be regained by using nitrate as electron acceptor.

Acknowledgement

Out thanks to Miss S. Van Eyken for typing skills and to Mr L. Asselberghs and Mr H. Pardon for technical assistance.

References

- Anderson, G. K., and A. B. Ibrahim (1978). Treatment of high nitrate wastewaters by plastic media anaerobic filters with particular reference to

latex processing. *Prog. Wat. Techn.*, 10, 237-253.

- Barnard, J. L., and P. G. J. Meiring (1975). Sources of Hydrogen donors and their effects on denitrification rates. IAWPR-conference on Nitrogen as a water pollutant. Copenhagen-Denmark.
- Klapwijk, A. (1978). Eliminatie van stikstof uit afvalwater door denitrifikatie. Thesis Agricultural

University Wageningen, 132 pp.

- Klapwijk, A., C. Jol, and H. J. G. W. Donker (1979). The application of an upflow reactor in the denitrification step of biological sewage purification. *Water Research*, 13, 1009-1015.
- Miyaji, Y., and K. Kato (1975). Biological treatment of industrial wastewater by using nitrate as an oxygen source *Water Research*, 9, 95-101.

P. Timmermans et A. Van Haute, Institute of Industrial Chemistry, Katholieke Universiteit Leuven, Heverlee, Belgique

"COMPARISON ENTRE UN SYSTÈME SIMPLE ET UN SYSTÈME DOUBLE À BOUES POUR LA DÉNITRIFICATION, UTILISANT LE CARBONE DES EAUX RÉSIDUELLES"

1. Introduction

Au cours de la dernière décennie, de nombreuses recherches ont été entreprises sur la dénitrification biologique des eaux résiduaires. De ce fait, de nombreux systèmes sont développés pour répondre au besoin grandissant de limiter la quantité de nitrates, dans les effluents des eaux résiduaires.

En général, les systèmes de dénitrification sont caractérisés par la façon dont les bactéries sont retenues dans le système, ou par le genre de source d'énergie et de carbone utilisés et par l'utilisation de cultures de bactéries combinées (une) ou séparées (deux). Il semble que la dénitrification puisse se faire par un système normal de boues activées ou par réacteur à couche fixe (Anderson et Ibrahim, 1978); le réacteur à lit fluidisé sans support matériel est également de plus en plus, envisagé (Miyaji & Kato, 1975; Klapwijk et al., 1979). Dans tous ces réacteurs la dénitrification peut se faire en utilisant un système à boues simple ou double.

Avec le système simple, les boues traitent la nitrification et la dénitrification dans des conditions tour à tour aérobiques et anoxiques. Cette méthode simultanée devrait être possible parce que les bactéries des eaux résiduaires peuvent se dénitrifier.

Cependant les études de Klapwijk (1978) ont révélé que la possibilité d'élimination du substrat d'une boue combinée, dans des conditions anoxiques, n'était que 20-40% de celle dans des conditions aérobiques normales et qu'une minorité seulement des bactéries normales des eaux résiduelles pouvaient se dénitrifier. De ce fait, pour avoir un pourcentage plus élevé d'organismes de dénitrification, des précautions spéciales doivent être prises: il faut rechercher un système de boue simple avec prédénitrification ou un système de boue double avec culture de dénitrification séparée. Pour la boue combinée, la création d'un environnement approprié pour la dénitrification est obtenu en recyclant de l'effluent nitrifié vers un bassin anoxique en amont de l'installation et en le mélangeant avec les eaux d'égout non traitées entrant en présence de boues activées.

En utilisant un système à boues double, une croissance sélective des organismes de nitrification (réacteur aérobique) et de dénitrification (réacteur anoxique) est possible.

Dans les deux cas, le taux de dénitrification dépend de la disponibilité d'une source en quantité suffisante de carbone organique. Les effluents nitrifiés entrant dans le réacteur de dénitrification ont généralement un contenu organique faible, donc il faut parfois ajouter du carbone. Ceci peut se faire en utilisant le carbone présent dans les eaux résiduaires non traitées.

Il est évident que le choix entre un système à boues simple ou double, avec l'utilisation des eaux usées non

traitées comme source de carbone, dépendra des caractéristiques de rendement des cellules, de l'efficacité et du taux de dénitrification et du coût de l'opération. Si on veut obtenir un rendement élevé de cellules, il faudra une production de boue plus forte avec, en conséquence, une augmentation du prix pour évacuer la boue. Plus le taux de dénitrification est élevé, plus le bassin anoxique pour accomplir une dénitrification complète sera petit. D'un autre côté, la dénitrification utilisant des eaux usées non traitées comme source de carbone et d'énergie réduit le besoin en oxygène puisque la plus grande partie du carbone sera oxydée par l'oxygène présent dans le nitrate-azote.

Une comparaison est faite dans cet article entre un système à boues simple et un système double utilisant les produits organiques présents dans les eaux usées non traitées comme source de carbone pour la dénitrification d'eaux résiduelles urbaines. Le rendement des cellules, les taux de dénitrification et les rapports COD/N y sont présentés.

2. Matériel et méthodes

Toutes les expériences ont été réalisées en laboratoire. Des schémas de systèmes utilisés sont donnés aux Figures 1 et 2 (Page 19).

Chaque système comprend un bassin anoxique, contenant 3,6 litres, et un tank aérobique de 10 litres. Pour l'aération, l'air fournit suffisamment d'oxygène pour assurer un mélange complet.

Dans le système à boues double (fig. 2) un clarificateur supplémentaire de 4 litres est utilisé pour séparer la boue dénitrifiante.

Les eaux résiduaires entrent directement dans les réacteurs anoxiques et sont mélangées avec l'effluent nitrifié recyclé. Les caractéristiques moyennes des eaux résiduaires sont résumées au tableau 1.

De la boue excédentaire est régulièrement perdue, afin de contrôler le temps de rétention des solides. Pour le système à boues simple, le temps de rétention des solides total (TRS), somme du TRS des réacteurs aérobiques et anoxiques, est de 35 jours environ, tandis que, avec le système à boues double, le TRS est de 20 et 3 jours respectivement pour le bassin aérobique et anoxique.

Pendant les essais, la température des réactions est maintenue à 20°C tandis que le pH varie de 8,0 à 8,5.

3. Résultats des expériences

3.1 Taux de l'enlèvement du nitrate pour divers chargements de boue

Lorsque les eaux résiduelles sont utilisées comme source d'énergie et de carbone, la dénitrification est obtenue en recyclant l'effluent nitrifié ou le liquide mélangé nitrifié dans le réacteur anoxique; de ce fait la

demande pour une source de carbone appropriée est accrue. Pour cette raison les eaux résiduaires entrantes passent directement dans le réacteur anoxique.

L'effet de la boue sur le taux d'élimination des nitrates est examiné en modifiant le rapport effluent/effluent recyclé. En fait, le chargement de boue des deux systèmes en continu varie de 0,02 à 0,24 g DCO/g MLVSS.h. Une fonction linéaire relie le taux de dénitrification, RD, et le chargement des boues:

$$RD = \frac{1}{X} \cdot \frac{fNO_3^- - N}{dt} = b \cdot (F \cdot DCO_1 / X \cdot V) + k \quad (1)$$

RD = g NO₃⁻ - N/g MLVSS.h

k = taux de respiration endogène (g N/g MLVSS.h)

b = constante du taux (g NO₃⁻ - N/g DCO)

X = concentration de boue dans le réacteur anoxique (g MLVSS/l)

Les valeurs de 'b' et de 'k' pour les deux systèmes sont:

b = 0,061; k = 0,0019 pour le système à boues simple,

b = 0,076; k = 0,0043 pour le système à boues double.

Pour ces systèmes de pré-dénitrification, la concentration-COD₁ est le composite de trois courants pénétrant dans la zone anoxique; si nous considérons qu'aucune réaction n'a lieu pendant la clarification (DCO₃ = DCO_E; TKN₃ = TKN_E; NO₃⁻ - N₃ = NO₃⁻ - N_E); le DCO₁ peut être calculé comme suit:

$$\begin{aligned} DCO_1 &= \frac{DCO_1 + DCO_3 \cdot R + DCO_E \cdot S}{1 + R + S} \\ &= \frac{DCO_1 + (R + S) \cdot DCO_E}{1 + R + S} \end{aligned} \quad (2)$$

et pour le système à boues double:

$$DCO_1 = \frac{DCO_1 + DCO_E \cdot R + DCO_2 \cdot S}{1 + R + S} \quad (3)$$

Dans nos expériences, la réduction de la DCO est de presque 90% du total de la DCO de l'effluent de sorte qu'une recirculation importante donnera une concentration-DCO₁ faible, un faible chargement de boue et donc un faible taux d'élimination des nitrates. De ce fait, les systèmes de prédénitrification avec des rapports C/N élevés et une recirculation faible sont préférables aux méthodes utilisant une post-dénitrification avec des chargements très faibles de boues et des taux de dénitrification pratiquement endogènes.

Par contre, un rapport de recirculation suffisant est nécessaire pour obtenir des effluents ayant des concentrations faibles nitrates-azote.

3.2 Rapport entre l'élimination de la DCO et des nitrates dans le réacteur anoxique

On peut supposer un rapport stoechiométrique entre les taux d'utilisation du nitrate et la DCO en écrivant l'équilibre de nitrate sur le réacteur anoxique:

$$\begin{aligned} Q - NO_3^- - N_1 &= Q \cdot NO_3^- - N_2 \\ + a \cdot Q(DCO_1 - DCO_2) &+ k \cdot X \cdot V \end{aligned} \quad (4)$$

Q étant le débit d'affluent total dans le réacteur anoxique = F(1 + R + S) 1/h

a = 1 - Y = quantité de nitrate réduite pour chaque gramme de DCO enlevé.

De l'équation (4) on obtient:

$$\frac{Q(NO_3^- - N_1 - NO_3^- - N_2)}{X \cdot V} = \frac{a \cdot Q(DCO_1 - DCO_2)}{X \cdot V} + k \quad (5)$$

En faisant la courbe du taux d'élimination de nitrates par rapport au taux de diminution de la DCO, on peut obtenir les valeurs de a et k pour les systèmes à boues simple (fig. 4 (Page 20)) et double (fig. 3 (Page 20)).

De ces résultats, on peut calculer que le rapport

moyen entre la DCO consommé et les nitrates réduits est de 10,37 g DCO/g N pour le système à boues simple et de 6,72 g DCO/g N pour le système à boues double.

Un gramme de nitrate accepte autant d'électrons que 20/7 grammes d'oxygène, donc on peut comparer la diminution de la DCO avec celle des nitrates-azote exprimés en équivalents azote oxygène (EAO). La consommation EAO par gramme de DCO est de 0,275 g EAO/g DCO et de 0,425 gr EAO/gr DCO pour les systèmes à boues simple et double respectivement. Etant donné que près de 70% de la DCO sont éliminés dans le réacteur anoxique à boues simple, 42,5% de la DCO entrante sert pour la croissance des boues tandis que le système à boues double avec une moyenne de 60% d'élimination de la DCO, a un pourcentage d'assimilation de 17,5% environ.

La valeur de 0,425 g EAO/g DCO concorde bien avec 0,41 g EAO/g DCO trouvé par Klapwijk et ses co-auteurs (1979) pour la dénitrification double dans un réacteur à lit fluidisé, tandis que le rapport de 0,248 g/EAO/g DCO (= 11,5 g DCO/g NO₃⁻ - N) fut trouvé pour les systèmes à boues simple traitant les eaux des égouts en Afrique du Sud (Barnard et al., 1975).

Pour la gamme des chargements de boues un taux de dénitrification maxima de 0,0105 g N/g MLVSS.h (0,252 g N/g MLVSS.d) pour le combiné et de 0,0175 g N/g MLVSS.h (0,42 g N/g MLVSS.d) pour le système double est obtenu. Comme on peut le voir, un taux d'enlèvement de nitrate beaucoup plus élevé (40%) est obtenu avec le système à boues double. L'adaptation de ces boues aux conditions anoxiques et à la croissance sélective des organismes de dénitrification a conduit à une utilisation plus efficace de la source de carbone et à une production moindre de boues.

Le gain en volume du réacteur anoxique, cependant, est contrebalancé par le besoin d'avoir un clarificateur supplémentaire.

La dénitrification endogène pour les deux systèmes, est bien moindre que les taux de dénitrification normaux obtenus lorsque du carbone est présent.

3.3 Besoin en oxygène et dénitrification

Dans le réacteur anoxique, du nitrate est utilisé par les bactéries dénitrifiantes comme accepteur d'électrons à la place de l'oxygène, pour des réactions de dissimilation.

De ce fait une partie de l'oxygène utilisé pour la nitrification ultérieure est gagnée. La demande totale en oxygène pour tout le système — oxydation de carbone et nitrification, peut être calculée. Il faut d'abord tenir compte que presque 15% de l'azote total est converti en biomasse, 85% pouvant être nitrifié.

Le besoin en oxygène pour tout le système est:

$$F(DCO_1 - DCO_2) + 4,57 \cdot (0,85) \cdot (TKN_1 - TKN_2) \quad (6)$$

La quantité de DCO enlevé dans le réacteur anoxique:

$$\begin{aligned} F(1 + R + S)(DCO_1 - DCO_2) &= \\ O_2 - \text{fourni par les nitrates} &\quad (7) \end{aligned}$$

En se basant sur les équations (6) et (7), nous pouvons voir que presque 47 et 42% de la demande totale en oxygène pour le système à boues simple est fournie en convertissant le nitrate-azote en azote gazeux.

3.4 Rapport de recirculation et quantité d'azote enlevée

Le rapport de recirculation optimum pour la dénitrification peut être calculé en mesurant la distribution EAO en fonction de rapport de recirculation pour le système simple:

Distribution EAO =

$$\frac{(0,85) \cdot \text{TKN}_i \cdot (20/7) \cdot (R + S)}{(1 + R + S)} \text{ g EAO} \quad (8)$$

Les eaux résiduaires ayant seulement une quantité de carbone limitée, nous pouvons présumer que tout le nitrate, renvoyé au réacteur anoxique, sera converti en gaz azote aussi longtemps que suffisamment de carbone sera présent.

Pour cette raison la boue du réacteur anoxique en système double recyclée ne contient pas de nitrate-azote et la distribution EAO pour le système de boue double est de:

$$\text{Distribution EAO} = \frac{(0,85) \cdot \text{TKN}_i \cdot (20/7) \cdot R}{1 + R + S} \quad (9)$$

La quantité de DCO entrant dans la zone anoxique est mesurée en utilisant les équations (2) et (3).

La quantité de DCO requise pour l'enlèvement du complet nitrate dans le bassin anoxique est calculée en utilisant les valeurs du rapport de consommation du substrat:

— pour le système à boues simple:

$$\text{DCO}_{\text{besoin}} = \text{distribution EAO} \cdot 3,63 \frac{\text{g DCO}}{\text{g EAO}} \quad (10)$$

— pour le système à boues double

$$\text{DCO}_{\text{besoin}} = \text{distribution EAO} \cdot 2,35 \frac{\text{g DCO}}{\text{g EAO}} \quad (11)$$

Le rapport entre la distribution de DCO et le rapport de recirculation sont donnés Figure 5. (Page 21).

Nous pouvons conclure donc qu'un rapport optimum de recirculation de 0,6 et 1,0 respectivement pour les systèmes simple et double correspond avec une élimination d'azote de 38% et 50% respectivement.

Un rapport C/N initial plus élevé des eaux résiduaires donnerait un rapport de recirculation plus élevé, donc une réduction plus complète de l'azote.

4. Conclusion

Lorsque des eaux résiduaires servent dans la dénitrification, il faut choisir de préférence un système à boues double car le taux de dénitrification y est plus élevé, la production de boues est moindre et plus d'azote est éliminé par rapport au système à boues simple. Le coût d'un clarificateur supplémentaire, cependant, doit aussi être pris en compte pour tout choix entre les deux systèmes proposés. La disponibilité d'un effluent riche en carbone organique est souhaitable afin d'avoir un taux de dénitrification élevé et une élimination complète de l'azote.

En utilisant les systèmes de prédénitrification, comme il est décrit ci-dessus, près de 45% de l'oxygène requis peut être récupéré en utilisant du nitrate comme accepteur d'électrons.

H. Gros, J. C. Ginocchio, Suisse.

"DÉNITRIFICATION D'UNE EAU POTABLE: ÉTUDE DE 3 PROCÉDÉS À L'ÉCHELLE PILOTE"

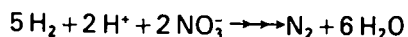
Les nitrates dans l'eau potable

La concentration en nitrates des eaux souterraines est en augmentation en Suisse comme dans de nombreux pays européens. Pour des raisons d'hygiène, la concentration en nitrates dans l'eau potable doit cependant rester inférieure à certaines limites (Suisse 40 mg/l, OMS 50-100 mg/l, Com. Europ. 50 mg/l). C'est ainsi que dans le seul canton de Berne, 2% des réseaux communaux de distribution d'eau présentent des teneurs en nitrates supérieures à 40 mg/l. Un abaissement de ces teneurs en nitrates par mélange avec une eau importée d'une commune voisine ou obtenue à partir d'eau superficielle n'est pas toujours économique, si on la compare avec l'installation sur place d'un procédé de dénitrification. C'est pour obtenir des informations précises sur le coût et la qualité de l'eau produite par 3 différents procédés de dénitrification, que les essais pilotes décrits ici ont été effectués à la demande et sous le contrôle des autorités responsables de la qualité des eaux potables dans le canton de Berne.

Dénitrification biologique

Le procédé biologique mis en oeuvre utilise un lit fixe immergé de microorganismes autotrophes oxydant l'hydrogène gazeux (H₂) (1) (2) (3). Il est particulièrement bien adapté à la production d'eau potable: le substrat (H₂) ne risque pas de polluer l'eau dénitrifiée et crée des conditions très sélectives empêchant tout développement de microorganismes indésirables.

Le bilan global de la réaction peut se résumer par l'équation



On voit ainsi—et ceci est vérifié en pratique—que 9 g

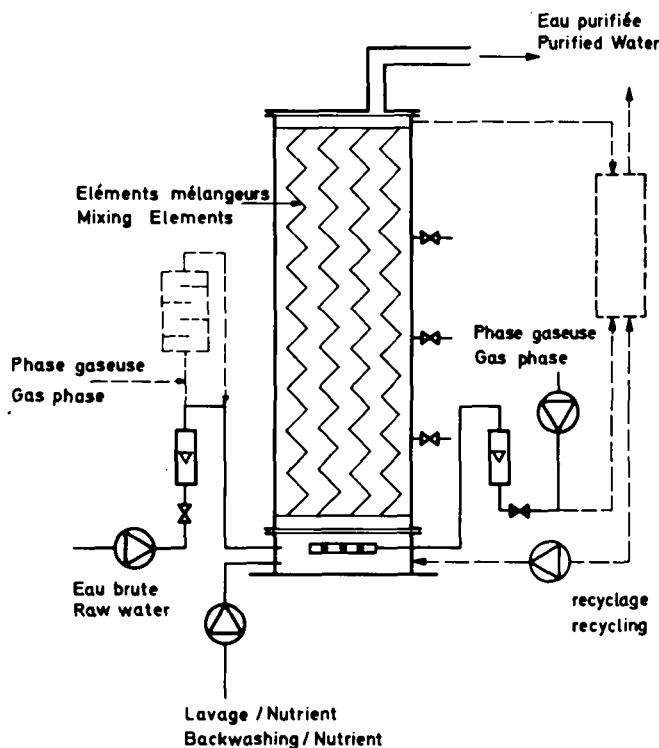


Fig. 1. Réacteur à biomasse fixée sur Élément Mélangeur immergé.

d'H₂ environ sont nécessaires pour éliminer 100 g de nitrate.

L'installation dans laquelle on fait se contacter les trois phases en présence—la phase solide (les microorganismes), liquide (l'eau) et gazeuse (H₂)—doit être conçue de façon à minimiser les volumes de réaction et la quantité d'hydrogène à fournir.

On présente les résultats obtenus sur plusieurs types de lits fixes: matériaux granuleux ainsi que les Eléments Mélangeurs Sulzer à structure géométrique bien définie. Dans ce dernier cas où la structure du lit fixe est favorable au transport de masse entre les différentes phases, on a donc des conditions bien définies permettant une optimisation et un contrôle précis des interactions entre hydrodynamique du réacteur et vitesse de diffusion et de réaction en fonction des concentrations des substances en présence (NO_3^- , H_2 , CO_2 , etc. . .) (3) (4). Les Eléments Mélangeurs permettent en outre un lavage périodique facile et sûr. Leur scaling up est bien connu et sans problème.

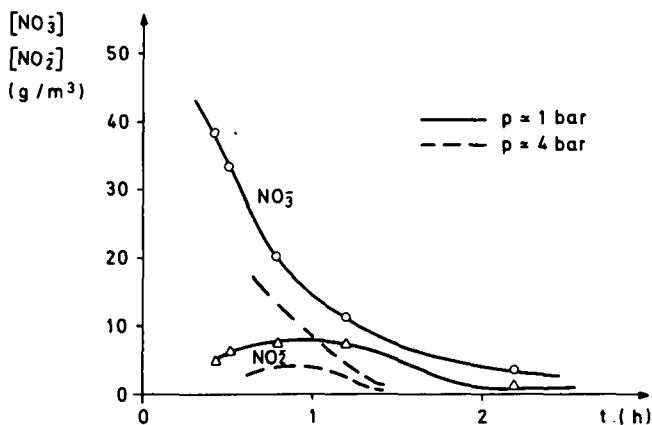


Fig. 2. Concentration en nitrates et nitrites à la sortie du réacteur biologique; influence du temps de séjour et de la pression.

Les résultats rassemblés en fig 2 donnent une représentation typique des résultats obtenus à la sortie du réacteur biologique en fonction du temps de séjour. Un temps de séjour suffisamment long permet une élimination pratiquement complète des nitrates en évitant toute formation de nitrites intermédiaires. En opérant à des pressions (P) plus élevées dans le réacteur biologique (fig 2) on augmente la concentration en hydrogène dissous: le temps de réaction nécessaire est ainsi inférieur à 1.5 h lorsque $P = 4$ bar.

Un autre paramètre ayant une influence majeure est la vitesse de passage. Son effet très net sur la diffusion entre la phase liquide et solide—principalement dans le "film" liquide situé à l'interface liquide/solide—peut être suivi à l'aide de résultats tels que ceux représentés en fig 3: le nitrate dissous, dans l'eau devant effectuer ce transfert liquide—solide est mieux éliminé à des vitesses de passage supérieures (4); celui-ci n'a pas d'effet ici sur l'élimination du nitrite qui est produit directement dans la phase solide des microorganismes (N.B. le temps de réaction est ici ≈ 1 h).

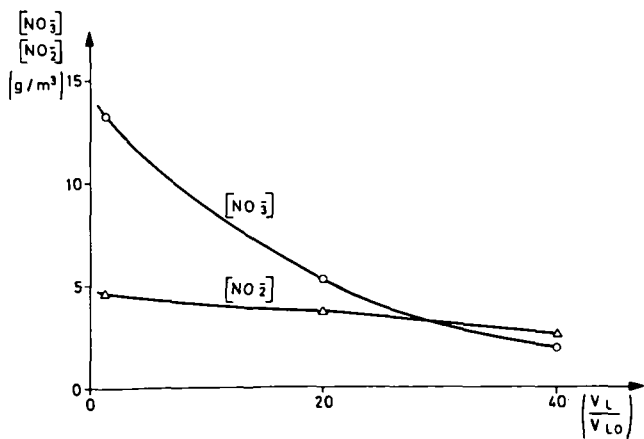


Fig. 3. Concentrations en nitrates et nitrites à la sortie du réacteur biologique pour un temps de séjour $t = 1$ h; influence de la vitesse de passage.

Echangeur d'ions

Les résines échangeuses d'ions anioniques fortement basiques sont bien adaptées à l'élimination des nitrates. Leur application dans un réseau de distribution d'eau potable pose cependant quelques problèmes nouveaux liés principalement à la qualité de l'eau produite.

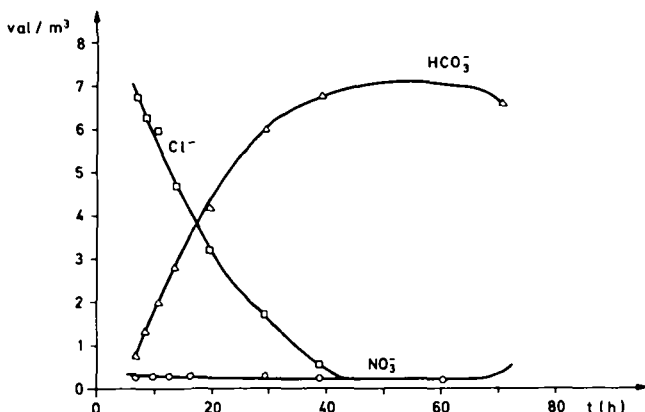


Fig. 4. Concentrations en chlorures, bicarbonates et nitrates, à la sortie d'une résine anionique forte: régénération au chlorure.

Comme, pour chaque anion fixé l'échangeur d'ion libère une quantité équivalente de l'anion ayant servi à la régénération, on observe lorsque la régénération a été effectuée avec un chlorure (Cl^-) une forte augmentation des chlorures contenus dans l'eau produite. La fig 4 représente ce cas pour l'eau considérée. On voit que la composition de l'eau produite est très variable et dépend du temps de fonctionnement après une régénération. Cela signifie que sur la résine les ions chlorures (Cl^-) provenant du régénérant sont échangés rapidement contre des ions bicarbonates (HCO_3^-): ces derniers sont ensuite échangés eux mêmes contre des ions nitrates, ceux-ci continuant ainsi (fig 4: après 30 h) à être retenus par la résine. Cette variation importante de la composition et du pH de l'eau produite peut avoir des conséquences graves sur la corrosion dans le réseau.

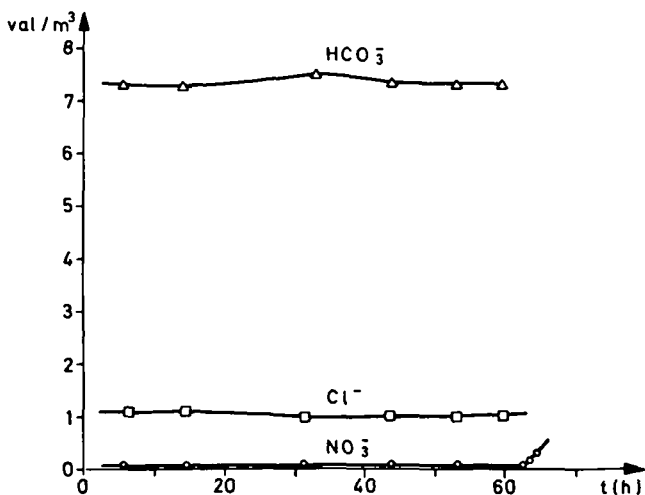


Fig. 5. Concentrations en chlorures, bicarbonates et nitrates à la sortie d'une résine anionique forte; régénération en deux étapes: avec solution de chlorure puis de bicarbonate.

Une régénération en deux étapes permet de palier à cet inconvénient: en effectuant une régénération avec du bicarbonate (HCO_3^-) après l'étape de régénération au chlorure (Cl^-) les ions Cl^- sont remplacés sur la résine par des ions HCO_3^- . L'eau produite a alors, dans le cas considéré et pour une quantité de régénérant déterminée une composition pratiquement constante

(fig 5). On montre aussi comment on a optimisé les quantités de deux régénérants et comment on a atteint une bonne qualité bactériologique de l'eau produite.

Osmose inverse

L'application de l'osmose inverse (hyperfiltration) au cas spécifique de l'élimination des nitrates est relativement neuve et diffère des cas où l'on a à traiter une eau de haute salinité, resp. à atteindre des salinités très faibles dans l'eau produite. On a ainsi étudié l'influence des principaux paramètres opératoires—taux de récupération R et pression P—sur le flux de l'eau produite (permeat) et sur sa teneur en nitrate. Cela

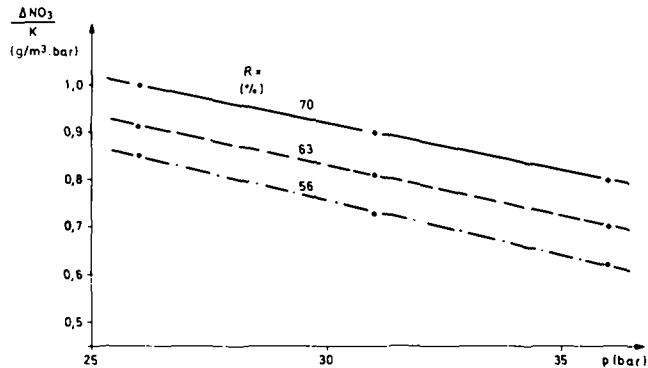


Fig. 6. Quantité de nitrate éliminée par m³ d'eau pressurisée et bar de pression appliquée.

permet de déterminer en fonction de P et R, quelle est la quantité de nitrate éliminée en fonction de l'énergie fournie (fig 6: $\frac{\Delta NO_3}{K}$).

Conclusion

Les essais effectués ont permis de déterminer avec précision les coûts d'exploitation (amortissements inclus) d'installations de dénitrification. Pour des débits de 1 million de m³/an avec élimination de 25 g NO₃/m³, ils se situent le procédé entre 0.2 et 0.4 sfr/m³. On montre que pour des éliminations de quantités plus importantes de NO₃, l'augmentation n'est pas proportionnelle et que le rendement de certains procédés va alors en s'améliorant.

Bibliographie:

- (1) H. G. Schlegel, Allgemeine Mikrobiologie, 4. Auflage, 268, G. Thieme Verlag Stuttgart (1976)
- (2) J. C. Ginocchio, "Denitrifikation des Trinkwassers", Wasservirtschaft, 70, Nr. 12, 397 (1980)
- (3) H. Gros, M. Kyburz, "Nitrat und seine Entfernung aus dem Trinkwasser: Erste Ergebnisse der Pilotanlage in Zollikofen", Schweizer Ingenieur und Architekt, 99, Nr. 40, 869 (1981)
- (4) H. Gros, J. C. Ginocchio, "Nitrification et dénitrification biologique sur éléments mélangeurs immergés", Gas Wasser Abwasser (CH), Juli (1982)

Electrotechnics in drinking and waste water

L'électricité dans le traitement des eaux potables et usées

Barcode 294
LIBRARY
Rel: ...
for Community Water Supply

Authors: P. Musquere (France)
Auteurs: F. Ellingsen (Norway)
Leading Contributor: Eilen Arctander Vik (Norway)
Contributeur Principal:

Pierre Musquère, Société Lyonnaise des Eaux and Isabelle Richy, Electricité de France.
"ELECTRICITY IN THE TREATMENT OF POTABLE WATER AND TOWN SEWAGE"

Electricity can be more or less directly applied to the processes used in the treatment of potable water and town sewage. Certain applications such as the production of ozone and disinfection by ultraviolet irradiation are well known and will not therefore detain us.

Other possible applications (electro-chlorination, electro-coagulation, electro-flotation and electrical anti-scaling techniques) are less widely used. In the light of recent experiments, we thought it worthwhile to draw attention to these various processes and to define more closely their potential areas of application.

In this report we have on purpose restricted ourselves to those processes which only make use of the action of electrodes immersed in an aqueous electrolytic medium without an intervening membrane.

It was our view that, in those treatments where the actions of a membrane and electrical energy are combined (as in electro-dialysis, electro-osmosis, etc.), the part played by the membrane is dominant. Besides, for the time being these combined processes have little impact on the treatment of potable water and town sewage.

Electro-chlorination

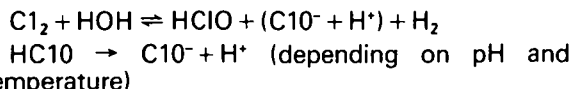
1. Fundamental principles

This process involves the 'on site' production of disinfectant solutions containing active chlorine by the electrolysis of a saline solution of sodium chloride.

The electrochemical process is rather complex and embraces various electrolytic oxidation-reduction reactions which take place in the immediate vicinity of the electrodes as well as chemical reactions which occur in the electrolyte between the different constituents.

Very roughly, the situation can be summarized as follows:

- Reaction at the cathode: the H⁺ ions of the water molecule (HOH) acquire electrons more rapidly than the Na⁺ ions because they are more positive (reduction):
 $2(\text{HOH}) + 2e \rightarrow \text{H}_2 + 2\text{OH}^-$ (production of hydrogen)
- Reaction at the anode:
 $2\text{Cl}^- \rightarrow \text{Cl}_2 + 2e^-$ (production of chlorine)
- Main chemical reaction taking place in the electrolyte between the electrodes: the chlorine produced at the anode dissolves in the water and reacts with its solvent according to the formula:



Other undesirable, but not inevitable, electrochemical and chemical reactions accompany those described above.

The fact is that the OH⁻ ions liberated at the cathode migrate towards the anode together with the ClO⁻ ions, etc. The cations present in the water (Na, Mg, Ca and others in the case of sea-water) attract the negatively charged ends of the water molecules thereby forming stable hydrates, some of which (e.g. Mg(OH)₂) tend to flocculate and collect on the cathodic face of the electrode.

These latter reactions lower the efficiency of the current (Faraday efficiency R_f) with the result that the specific power consumption (Cs) in kWh/kg.eq.Cl is higher than the theoretical figure.

2. The electrolyzers: practical application

As mentioned in our introduction, we have excluded from our report those electrolyzers which use a membrane (separation of the Na⁺ and Cl⁻ ions). We will observe merely that these units, which represent a scaled-down version of the industrial manufacturing process, have been practically applied on a number of occasions^{2,3}. In this report we shall concern ourselves solely with those electrochemical reactors in which the electrolyte circulates between the electrodes without any intervening membrane.

A schematic breakdown divides the equipment into two types according to the nature of the electrolyte used (sea-water or an artificial brine solution) and according to the desired result (the greater or lesser concentration of the hypochlorite solution) (Table 1).

This Table calls for the following comments:

- The processes which use sea-water provide the means of obtaining solutions with low chlorine equivalent concentrations. The NaCl conversion rate is very low, which is no problem since the raw material is free.
On the other hand, the final solution still contains an appreciable quantity of chloride which has not reacted (40-60 mg/l of Cl⁻ in the treated water per 1 mg/l eq.Cl injected).
- Where a nearby source of sea-water is not available, use may be made of an artificial NaCl solution prepared from pure sodium chloride and softened water. Here, a higher conversion rate is required in order to reduce the consumption of salt.

Table 1 Electro-chlorination—characteristics of two processes

Types of equipment	I	II
<i>Initial solution</i>	<i>sea water</i>	<i>artificial brine solution</i>
* Cl ⁻ rate	17-20 g/l	20-30 g/l
* 'Optimum' temperature	10-35°C	25-30°C
* Required flow rate	1-3 m ³ /kg. eq. Cl	0.15-0.25 m ³ /kg. eq. Cl
<i>Final solution</i>		
* eq. Cl concentration	0.2-0.4 g/l eq. Cl	4-7 g/l eq. Cl
<i>Consumption of electricity</i>		
* Specific electrolysis consumption	4.5-6 kWh/kg eq. Cl	4.5-6.5 kWh/kg eq. Cl
* Associated consumption	1.5-2 kWh/kg eq. Cl	1.5-2 kWh/kg eq. Cl
<i>NaCl consumption</i>	—	5-7 kg NaCl/kg eq. Cl
<i>Electrode material</i>	Non-ferrous noble metal (titanium, zirconium, platinum)	Non-ferrous noble metal
<i>Operating principle</i>	direct flow into electrolyzer	recirculation
<i>Necessary precautions</i>	* H ₂ degassing * Periodic washing of electrodes with dilute acid	* more extensive H ₂ degassing * considerable heat generation necessitates cooling

This is attained by recirculating the electrolyte. This causes a considerable temperature rise in the electrolyzer which necessitates the use of a cooling device. The solutions obtained have a chlorine equivalent concentration fifteen times higher than those obtained from sea-water.

We have recently been working on the adaptation of the process to the disinfection of the cooling circuits of power stations located next to the sea.

Tests carried out on a pilot plant using sea-water have resulted in the development of a modular 'drawer' type electrolyzer (capacity of one drawer = 10 kg/h eq.Cl). Flat electrodes are used so as to achieve a more uniform current density in the electrolyte. The cathode is made of titanium, the anode of platinum-coated titanium. It is hoped that these electrodes will have a life of about 4-6 years.

Fig. 1 (Page 7) shows the arrangement of a complete plant of the type built and tested (10 kg/h-80 kg/h).

3. Capital and production costs

The production costs for one kilogram of chlorine equivalent from sea-water amount to approximately:

Electricity: for electrolysis:

$$\begin{aligned}
 & 5 \text{ kWh/kg} = 2.1 \text{ FF} \\
 & \text{other: } 2 \text{ kWh/kg} = 0.9 \text{ FF} \\
 & \text{Electrode replacement (5 years)} = 0.9 \text{ FF} \\
 & \text{Supervision and} \\
 & \text{maintenance costs} = 0.3 \text{ FF} \\
 & \hline
 & 3.3 \text{ FF/kg.eq.Cl}
 \end{aligned}$$

If an artificial brine is used, the purchase price of the NaCl and the expense of preparing the brine must be added to these costs. These outgoings depend on local conditions but are generally quite high, 5 to 6 FF/kg.eq.Cl in France for example.

The capital expenditure depends on the rated capacity installed and is of the order of 40,000 FF-80,000 FF per kg/h of chlorine equivalent capacity installed in the case of sea-water electrolysis.

Where the process uses artificial brine, 15-20% must be added for the ancillary equipment (storage facilities, preparation of the brine, heat exchanger).

Table 2 contains approximate figures comparing the (operating + capital) costs of on-site production of chlorine and outside purchase. The ranges indicated are due to the size factor, specific plant conditions (storage and safety) and differences in transport costs.

The electrolysis of sea-water is a process involving a high capital cost but reasonable operating costs, which may be competitive when compared with the purchase of chlorine gas. The electrolysis of brine is more costly than the use of chlorine gas but is nevertheless competitive when compared with the use of sodium or calcium hypochlorite, which is expensive to buy.

These general remarks apply to plants of some size (producing more than 4-5 kg/h eq.Cl) where the depreciation can be carried by a sufficient output. In the case of smaller plants it is still worthwhile doing the sums, but the operator will frequently opt for the process with the lowest capital outlay and the greatest ease of application.

4. Area of application and future prospects

It seems that electro-chlorination is destined to be developed especially for industrial applications calling for large production capacities, e.g. chlorination of power station cooling circuits and chemical treatments (sulphides, etc.).

In our own area of activity, electro-chlorination will be considered where:

- Local conditions are favourable (sea-water close at hand or cheap NaCl). Here, one large potential application is the disinfection of effluent prior to discharge into the sea, especially for the protection of beaches.

Table 2 Electro-chlorination—an economic comparison

	ON SITE PRODUCTION		OUTSIDE PURCHASE		
	sea water	artificial brine NaCl	chlorine gas	sodium hypochlorite	calcium hypochlorite
Operating costs ¹ in FF/kg.eq.Cl produced	3-4	8-10	3-4.20	8-10	15-20
Depreciation costs ² FF/kg.eq.Cl produced	0.80-1.20	0.90-1.40	0.30-0.80	0.15-0.40	0.20-0.40
Total: FF/kg.eq.Cl produced	3.80-5.20	8.90-11.40	3.30-4.80	8.15-10.40	15.20-20.40

¹ Operating costs = Raw materials + supervision + maintenance

² Depreciation costs = $\frac{\text{Depreciation of plant over 10 years in FF}}{\text{Annual quantity of chlorine produced in kg}}$

- b) Local conditions render it necessary, i.e.:
- where it is impossible to store hazardous products;
 - where it is impossible to procure at reasonable cost supplies of chlorine gas or concentrated hypochlorite solution. This is often the case in some developing countries.

Electro-coagulation

1. Principles

This process consists of bringing about the direct destabilization of the colloidal particles in the treatment unit by dissolving a metal anode. The anode is usually made of malleable iron.

- *Reaction at the anode:*
Oxidation of the iron:
$$\text{Fe} \rightarrow \text{Fe}^{2+} + 2\text{e}^-$$
$$\text{Fe}^{2+} + 2\text{OH}^- \rightarrow \text{Fe}(\text{OH})_2$$
- *Reaction at the cathode:*
Reduction of the water:
$$2(\text{HOH}) + 2\text{e}^- \rightarrow \text{H}_2 + 2\text{OH}^-$$

The nascent Fe^{2+} ions react with the water to form insoluble hydroxides, and the colloid destabilization process is therefore analogous to that obtained with traditional metal salts.

Electro-coagulation is followed by one of the usual separation processes, i.e. sedimentation, flotation, filtration, filter bags, etc. Electro-coagulation is accompanied by the formation of small bubbles at the electrodes and degassing of the effluent is often required prior to sedimentation. On the other hand, this evolution of gas may be an advantage for subsequent flotation.

The anode dissolves according to Faraday's law:

$$m = \frac{1}{96500} \frac{A}{V} \times I t \quad \text{ou} \quad m = 1.041 \text{ g/Ah}$$

- m = mass of metal dissolved
- A = atomic mass of iron (56 g)
- V = valency of iron ($\text{Fe}^{2+} = 2$)
- I = current in amperes
- t = time in seconds.

The amount of iron dissolved is therefore directly proportional to the applied current. The values of the potential at the electrode terminals depend on the surface area and distance apart of the electrodes and on the conductivity of the medium.

In the experiments which we carried out (on town sewage with a resistivity of $1,100\Omega\cdot\text{cm}$) the consumption of electricity amounted to 1.5–2 Wh per gramme of iron dissolved, i.e. 150–200 Wh/ m^3 for a treatment level of 100 g/ m^3 .

2. Advantages and disadvantages of the process

- Electro-coagulation reduces (by a factor of 2 to 3) the volume of sludge produced as iron ions are the only reagent added. There are therefore no salts present to swell the quantity of sludge, as happens when chemical agents (ferric chloride, ferric sulphate) are used.
- Except for very small plants, the capital costs of electro-coagulation are far higher than those required for coagulation using metal salts.
- The gross production costs (excluding labour) can be put at:
 - Electricity (1.5 – 2 kWh/kg) = 0.60 – 0.80 FF/kg

$$\text{Electrode consumption} = \frac{4.20 \text{ FF/kg}}{4.80 - 5.00 \text{ FF/kg}}$$

These figures are to be compared, for example, with the purchase price of ferric chloride solution (4.5–5.5 FF/kg of Fe).

- To these production costs must be added the labour involved in handling and fitting the iron plate electrodes, the automation of which appears to be difficult.

3. Areas of application and future prospects

These last remarks explain why electro-coagulation has so far been little developed. For the time being its applications would appear to be restricted to small treatment plants and/or to those where the consumption of reagents is modest.

For instance, Electricité de France has carried out trials with mini-treatment plants for urban sewage (50–500 kg eq./resident) intended for small local communities with wide variations in population (camping sites, holiday camps where it is necessary to adapt to wide load fluctuations). The separation stage is carried out in filter bags where the small quantity of sludge produced by electro-coagulation is an advantage (500 g/ m^3 of sludge as compared with 1,000–1,300 g/ m^3 with metal salts) (Fig. 2) (Page 9).

Another potential use of the technique is in combined coagulation and filtration where the quantity of sludge has to be minimized so as to reduce as far as possible the clogging of the filters and the doses of reagents to be injected are small.

Research is currently being carried out in an attempt to reduce the costs arising from electrode consumption. We should mention in this connection the work being done by Electricité de France on a reactor using metal waste in the form of a three-dimensional electrode (the 3-dimensional reactor).

If this research led to a favourable result, the area of application for electro-coagulation could, of course, be extended.

Electro-flotation

1. Principle

Flotation is a frequently used solid/liquid separation process (applied to the treatment of lake water, the thickening of potable water and biological sludge, etc.). The micro-bubbles (diameter: 40–70 μm) needed for flotation can be produced by (Table 3):

- *Depressurization of pressurized water*
The pressurized liquid is either raw water or a recycled fraction of the treated water. This is the most widely used technique.
- *Electrolysis of water*
This is performed with suitable non-consumable electrodes (with the evolution of oxygen and hydrogen gas).

Table 3 Flotation – main characteristics of the two techniques

Flotation process	Bubble size μm	Energy consumption Wh/ m^3	Remarks
Depressurization of pressurized water (with 20% recirculation)	40–70	50–150 Wh/ m^3	* Recirculation is often necessary and may be as much as 100% of flow (sludge)
Electrolysis of the water	40–70	100–200 Wh/ m^3	* 80–100 Ah/ m^2 * 60 l/h/ m^2 of gas produced * Pole-reversing, non-consumable electrodes

Electro-flotation has been known since 1904 and has been variously applied in practice. By way of illustration, Table 4 contains the results of tests which we have recently carried out on a pilot plant for the treatment of town sewage (Fig. 3) (Page 9). The performance of the plant as regards COD and SS is comparable to that obtained by flotation using pressurized water and is slightly better than that achieved with the classical clarification technique.

2. Advantages and disadvantages

Among the advantages, we draw attention to the following:

- The production of the bubbles is governed by the magnitude of the current (according to Faraday's law) and can be simply controlled.
- The production of the bubbles is virtually independent of the temperature of the effluent.

Another advantage which is often cited is the release of oxygen evolved at the cathode, which may contribute to oxidizing the organics in the effluent. In actual fact, this oxidation only amounts to a few milligrammes of COD per litre. The action produced is therefore negligible compared with that of the flotation process proper. The main disadvantages arise from:

- The specific consumption of electrical energy (100–200 Wh/m³ of water treated) which is rather higher than that recorded for the depressurization of pressurized water (50–150 Wh/m³). All the same, this consumption rate is fairly modest.
- Problems connected with the electrodes.

The electrodes used have to meet a number of specific requirements:

- They must be able to function as cathodes and anodes (the pole reversal inhibits parasitic deposits).

- They must be able to work at current densities from 50 to 500 A/m².
- They must tolerate variations in the pH value between 5 and 9.
- They must possess good mechanical stability.

These electrodes have often been the source of problems arising for example from:

- Poor behaviour of the material (e.g. graphite electrode);
- Premature deterioration of the electrolytically active coating (e.g. titanium coated with lead oxide);
- Loss of electrochemical efficiency due to a parasitic deposit.

New materials have now appeared on the market and the problem no longer seems insurmountable. In the U.S.A. the SWIFT process uses an iron-silicon-chromium alloy, while in Japan T.D.K. advocates ferrites.

On the pilot plant we have ourselves used composite D.S.A. electrodes based on a mixture of noble metal and valve metal oxides and these produced good results under test.

3. Simultaneous electro-flotation and electro-disinfection

Beyond a pH value of 6.7, the oxidation potential of the water drops below the oxidation potential of the chlorides. The oxidation of the chlorides can then take place according to a ClO⁻/Cl⁻ system analogous to that described in the section on electro-disinfection. With a sufficient potential and current density, micro-bubbles will be produced simultaneously with bactericidal agents.

Table 5 contains some results obtained with simultaneous electro-flotation and electro-disinfection in a pilot plant (Fig. 3) used for treating town sewage.

This process is attractive where the cost of procuring

Table 4 Electro-flotation – results obtained on pilot plant (S.L.E.E., E.D.F. – 1981)

	Raw water (mean value)	Flocculation, settling for 2h in COIN tank (mean value)	Flocculation, electro-flotation 100 A/m ² mean value	Flocculation, electro-flotation 200 A/m ² mean value	Flocculation, electro-flotation 300 A/m ² mean value
COD mg/l	920	380	380	290	340
SS mg/l	820	27	25.5	23	21
Sludge g/l	*	*	55	56	57
COD removed %	*	59	66	68	63
SS removed %	*	97	97.2	97.2	97.5

(*) Results obtained after flocculation and electro-flotation (initial pH 7.9; final pH 6.2–6.3)

Table 5 Simultaneous electro-flotation and disinfection results of tests on pilot plant (S.L.E.E., E.D.F. – 1981)

Total chloride concentration mg/l (present + ferric chloride + NaCl)	Raw water	Flocculation polymer FeCl ₃ settling 2h	Flocculation polymer FeCl ₃ electro-flotation 100 A/m ²	Flocculation polymer FeCl ₃ electro-flotation 200 A/m ²	Flocculation polymer FeCl ₃ electro-flotation 300 A/m ²	
300	3.9 10 ⁷ 1.5 10 ⁷	2.9 10 ⁶ 1.7 10 ⁵	3.9 10 ⁶ 1.8 10 ⁶	1.4 10 ⁷ 5.4 10 ⁶	2.3 10 ⁷ 3.6 10 ⁶	Total coli/100 ml Fecal coli/100 ml
600	45 10 ⁶ 21 10 ⁶	4 10 ⁵ 6 10 ⁴	31 10 ⁴ 3 10 ⁴	12 10 ⁴ 6.5 10 ⁴	10 10	Total coli/100 ml Fecal coli/100 ml
900	47 10 ⁶ 14 10 ⁶	12 10 ⁵ 43 10 ⁴	100 100	1.400 300	0 0	Total coli/100 ml Fecal coli/100 ml
1.500	5 10 ⁷ 2.1 10 ⁷	1.1 10 ⁶ 7 10 ⁵	17 1	1 0	0 0	Total coli/100 ml Fecal coli/100 ml
3.500	3.4 10 ⁷ 1.3 10 ⁷	3.4 10 ⁶ 4 10 ⁶	0 0	2 0	0 2	Total coli/100 ml Fecal coli/100 ml

the NaCl to be added to the effluent is low or non-existent (e.g. when the facility is close to the sea). In these circumstances efforts should not necessarily be made to optimize both the electro-flotation and the electro-disinfection processes. The production of bactericidal agents should be looked upon as incidental to flotation.

4. *Simultaneous electro-coagulation and electro-flotation*

Some writers have contemplated the simultaneous application of electro-flotation and electro-coagulation involving the combination of:

- Flocculation by dissolving a metal anode, and
- Production of micro-bubbles.

These experiments have generally proved unsuccessful because the voltages needed to produce small bubbles are not compatible with those required for dissolving the anode economically. It is, therefore, preferable to separate the two processes.

5. *Areas of application and future prospects*

Irrespective of the manner in which the micro-bubbles are produced, the hydraulic design factors (hydraulic circuit, flow rate, contact time, etc.) are the same. The cost of the electrical equipment required (rectifiers and electrodes) increases sharply with the size of the unit.

Electro-flotation would appear to be economically viable only in small treatment plants with a capacity of less than 2,000 m³/d. Here, the hydraulics of the flotation unit can be simplified by using the 'counterflow' technique. In this case the electrodes are located at the bottom and occupy the whole cross-sectional area of the unit. The effluent enters at the top and flows downwards against the direction of the stream of bubbles. The treated water is discharged through a collector placed under the electrodes.

Electro-flotation can also be considered as a means of sludge thickening, especially in cases where the pressurized water process would entail high recirculation rates (which may be as high as 100%).

Electrical anti-scaling treatment

1. *Operating principle*

A number of manufacturers offer electrical equipment designed to eliminate (or reduce) the formation of scale. All these appliances have one point in common—the raw water flows through a cell between two stainless steel discharge electrodes (Fig. 4) (Page 11).

The other characteristics—direct, alternating or pulse current operation and energy consumption rates ranging from 20 to 100 Wh/m³—vary according to manufacturer. These processes have been developed on an empirical basis by reference to experimental observations which are open to question and which lack any proven theoretical foundation. Their effectiveness and reliability have often been questioned.

The fact is that electrical anti-scaling treatment does not affect the classical physico-chemical characteristics of the water (pH, ALK, hardness, resistivity and turbidity). For a long time the only expedient has been to take note of the (favourable or unfavourable) effects of the treatment on the scaling process without offering any satisfactory explanation of them.

2. *Towards a more scientific approach*

Recent studies^{78,9} based on more meticulous research have revealed differences between the treated and untreated water: different zeta potential of the colloidal

particles, different electrodeposition kinetics, different forms of CaCO₃ crystallization.

These findings have persuaded the writers of the reality of the phenomenon, even though the methods of controlling it may as yet be inadequate, and prompt them to put forward a possible theoretical explanation:

Water susceptible to scaling can behave by two different mechanisms:

- a) either calcium carbonate is precipitated within the body of the liquid at precipitation nuclei;
- b) or the calcium carbonate is precipitated; as scale round scaling nuclei in contact with the sides of the vessel by an electrochemical process (the sides are often at a negative potential).

Near the cathode, the electrical treatment results in an increase of the pH value, which causes the precipitation of calcium carbonate. Part of the carbonate is deposited on the electrode. Another part is suspended in the water linked to the colloids where it forms microscopic precipitation nuclei.

Mechanism a) now predominates over mechanism b) which is inhibited.

According to this theory, the phenomenon has some carry-over effect in that the precipitation nuclei expelled from the appliance will continue to grow inside the body of the liquid, leading to the gradual establishment of calcium carbonate equilibrium.

In our present state of knowledge, this theoretical explanation is qualitative only and provides little quantitative insight. Many questions remain unanswered relating to the kinetics of the phenomenon, the optimum operating conditions, the limits within which the process is effective, and the influence of extraneous factors (presence of metal ions in the water). Only carefully conducted chemical engineering research will be able to produce the answers to these questions.

3. *Area of application and future prospects*

The advantages of the electrical anti-scaling process are its extreme simplicity and its relatively low operating cost (20–100 Wh/m³).

These advantages have enabled the process to break into the market for individual domestic appliances as well as into some industrial applications, although it is true that, in these areas, the user faced with a scaling problem often shoulders the risk of a low capital outlay compared with the traditional methods of removing calcium (ion exchange resins or carbonate removal) without a firm guarantee that the process will work well. The extension of the process to the public water supply, where it might be contemplated as a way of protecting the mains network, is more problematical. Such an extension certainly calls for improved mastery of the process and a deeper insight into the phenomena which control it.

We, for our part, are following with interest a number of experiments which are being attempted in France on small public supply systems (5–50 m³/h), although it is still too early to draw any final conclusions from these.

General conclusions

The electrical treatments described in this report are in direct competition with the traditional treatments currently used in our branch of industry.

Their areas of application seem for the time being to be restricted to certain highly specific cases to which we have tried to draw attention in each instance:

- Electro-flotation is a technique whose origins extend far back into the past and which has often been applied to the treatment of industrial water. It can also be adapted to the treatment of potable and

- waste water provided that the problems of scaling and electrode corrosion are satisfactorily resolved.
- Electro-coagulation continues to be an expensive process, the use of which is restricted to small plants. Research is currently in progress aimed at cutting down the costs arising from electrode consumption by the use of metal scrap. Its main advantage lies in the small volume of sludge produced.
 - Electro-disinfection is a process which may well be developed in several directions in the near future.

Economically speaking, electro-disinfection is competitive for large plants. It also provides a means of overcoming certain problems associated with specific local conditions (absence of industrial chlorine production in the vicinity or problems with storage safety for example).

- As far as electrical anti-scaling treatments are concerned, we are of the opinion that, for the time being, these lack a carefully researched theoretical basis and therefore also the reliability required for large-scale application in our areas of activity.

Pierre Musquère, Société Lyonnaise des Eaux et Isabelle Richy, Electricité de France.

L'électricité peut intervenir d'une manière plus ou moins directe dans les procédés de traitement d'eaux potables ou usées. Certaines applications telles que la fabrication de l'ozone ou la désinfection aux ultra-violetts sont bien connues et nous n'y reviendrons pas.

D'autres applications possibles (électro-chloration, électro-coagulation, électro-flottation ou traitements électriques anti-tartre) sont moins couramment utilisées. A la lumière d'expériences récentes, il nous a semblé utile de faire le point sur ces différents procédés et de mieux cerner leurs domaines d'utilisation éventuels.

Nous nous sommes volontairement limités dans ce rapport aux procédés utilisant uniquement l'action d'électrodes plongées dans un milieu aqueux électrolytique sans interposition de membrane.

Il nous a paru, en effet, que dans les traitements combinant l'action d'une membrane et de l'électricité (électrodialyse, électro-osmose, etc.), le rôle de la membrane étant prépondérant par rapport à celui de l'électricité. De plus, ces procédés combinés n'ont pour l'instant que peu de prolongements dans les secteurs des eaux potables ou usées urbaines.

L'Électro-chloration

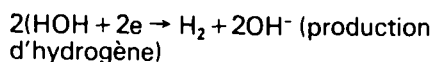
1. Principes fondamentaux

Il s'agit de la fabrication "in situ", par électrolyse d'une solution saline de chlorure de sodium, de solutions désinfectantes contenant du chlore actif.

Le processus électrochimique est assez complexe: il fait intervenir diverses réactions d'oxydo-réduction électrolytiques qui ont lieu à proximité immédiate des électrodes, ainsi que des réactions chimiques qui ont lieu dans l'électrolyte entre les différents constituants.

Très schématiquement, on peut le résumer de la manière suivante:

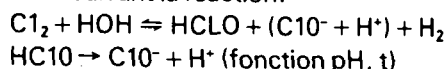
- Réaction à la cathode: les ions H^+ de la molécule d'eau (HOH) acceptent plus rapidement les électrons, car plus positifs (réduction) que les ions Na^+ :



- Réaction à l'anode:



- Réaction chimique principale ayant lieu dans l'électrolyte entre les électrodes: le chlore produit à l'anode se dissout dans l'eau et réagit avec son solvant suivant la réaction:



D'autres réactions chimiques et électrochimiques

indésirables, mais non évitables, accompagnent celles décrites ci-dessus.

En effet, les ions OH^- libérés à la cathode migrent vers l'anode, ainsi que les ions ClO^- , etc. . . . Les cations présents dans l'eau (Na, Mg, Ca et autres dans le cas de l'eau de mer) attirent les extrémités négatives des molécules d'eau, formant ainsi des hydrates stables dont certains, $Mg(OH)_2$, par exemple, ont tendance à flocculer et à s'agglomérer sur la face cathode de l'électrode.

Ces dernières réactions font baisser le rendement de courant (rendement Faraday R_f) de sorte que la consommation spécifique (Cs) en kWh/kg.éq.Cl est supérieure à la consommation théorique.

2. Les électrolyseurs: Réalisation pratique

Comme indiqué dans notre introduction, nous avons exclu de notre exposé les électrolyseurs à membrane (séparation des ions Na^+ et Cl^-). Nous nous contenterons de signaler que ces appareils, qui sont une miniaturisation du procédé de fabrication industrielle, ont fait l'objet de diverses réalisations^{2,3}. Nous traiterons donc uniquement, ici, des réacteurs électrochimiques composés d'électrodes entre lesquelles circule l'électrolyte sans interposition de membrane.

Une classification schématique nous fait distinguer deux types d'installation, fonction de la nature de l'électrolyte employé (eau de mer ou solution artificielle de saumure) et du résultat que l'on veut obtenir (solution d'hypochlorite plus ou moins concentrée) (tableau 1).

Ce tableau appelle les commentaires suivants:

- Les procédés qui utilisent l'eau de mer permettent d'obtenir des solutions peu concentrées en équivalent/chlore. Le taux de conversion du NaCl est très faible, ce qui n'est pas gênant compte tenu de la gratuité de la matière première.

Par contre, il reste dans la solution finale une quantité non négligeable de chlorure n'ayant pas réagi (40 à 60 mg/l de Cl^- dans l'eau traitée pour 1 mg/l d'éq. chlore injecté).

- Lorsqu'on ne dispose pas d'eau de mer à proximité, on peut utiliser une solution synthétique de NaCl préparée à partir de chlorure de sodium pur et d'eau adoucie. On a alors intérêt à opérer à un taux de conversion plus élevé de façon à diminuer la consommation de sel. Ceci s'obtient en recyclant l'électrolyte. Il en résulte un échauffement important de l'électrolyseur nécessitant l'emploi d'un dispositif de refroidissement. Les solutions obtenues sont quinze fois plus concentrées en éq. chlore qu'à partir d'eau de mer.

Nous avons travaillé récemment à l'adaptation du

Table 1 Electro-chloration caractéristiques de deux procédés

TYPES D'EQUIPEMENT	I	II
<i>Solution initiale</i>	<i>Eau de mer</i>	<i>Solution artificielle de saumure</i>
* Taux en Cl ⁻	17 à 20 g/l	20 à 30 g/l
* Température "optimale"	10 à 35°C	25 à 30°C
* Débit nécessaire	1 à 3 m ³ /kg éq. chlore	0,15 à 0,25 m ³ /kg éq. chlore
<i>Solution finale</i>		
* Concentration en éq. Cl	0,2 à 0,4 g/l éq. chlore	4 à 7 g/l éq. chlore
<i>Consommation électrique</i>		
* Spécifique électrolyse	4,5 à 6 kWh/kg éq. chlore	4,5 à 6,5 kWh/kg éq. chlore
* Annexe	1,5 à 2 kWh/kg éq. chlore	1,5 à 2 kWh/kg éq. chlore
<i>Consommation de NaCl</i>	***	5 à 7 kg NaCl/kg éq. chlore
<i>Nature des électrodes</i>	Métal noble non ferreux (titane, zirconium, platine)	Métal noble non ferreux
<i>Principe de fonctionnement</i>	Passage direct dans l'électrolyseur	Recirculation
<i>Précautions à prendre</i>	* Dégazage H ₂ * Lavage périodique des électrodes à l'acide dilué	* Dégazage H ₂ plus important * Echauffement important: nécessité d'un refroidissement

procédé à la désinfection des circuits de refroidissement des centrales électriques en bord de mer.

Les essais menés sur installation pilote et eau de mer, ont permis la mise au point technologique d'un électrolyseur modulaire "à tiroirs" (capacité d'un tiroir: 10 kg/h éq. chlore). Les électrodes retenues sont de forme plane, ce qui permet d'avoir une densité de courant plus uniforme dans l'électrolyte. La cathode est en titane, l'anode en titane platiné. La durée de vie espérée de ce type d'électrodes est de l'ordre de 4 à 6 ans.

La Fig. 1 donne le schéma d'une installation complète telle qu'elle a été réalisée et essayée (10 kg/h à 80 kg/h).

3. Coûts de production et d'investissements

Le coût de production d'un kilo d'équivalent-chlore à partir d'eau de mer est d'environ:

— Electricité: électrolyse	= 5 kWh/kg	
annexe	= 2 kWh/kg	= 2,1 FF
— Renouvellement électrodes (5 ans)		= 0,9 FF
— Surveillance — Frais d'entretien		= 0,3 FF
		<hr/> 3,3 FF/kg.éq.Cl

Si l'on utilise une saumure artificielle, il faut ajouter à ce prix les coûts d'achat du NaCl et de préparation de la saumure. Ces coûts dépendent des conditions locales mais sont en général assez élevés: 5 à 6 F./kg éq. chlore en France, par exemple.

Tableau 2 Electro-chloration comparaison économique

	FABRICATION "IN SITU"		ACHAT À L'EXTERIEUR		
	Eau de mer	saumure NaCl artificielle	Chlore gazeux	Hypochlorite de sodium	Hypochlorite de calcium
Coût d'exploitation ¹ F/kg éq. Cl produit	3 à 4	8 à 10	3 à 4,20	8 à 10	15 à 20
Charges d'investissements ² F/kg éq. Cl produit	0,80 à 1,20	0,90 à 1,40	0,30 à 0,80	0,15 à 0,40	0,20 à 0,40
Total F/kg éq. Cl produit	3,80 à 11,40	8,90 à 11,40	3,30 à 4,80	8,15 à 10,40	15,20 à 20,40

¹ Exploitation = Matières premières + surveillance + entretien
Amortissement (10 ans) (FF)

² Charges d'investissements = $\frac{\text{Amortissement (10 ans) (FF)}}{\text{quantité de chlore produite par an (kg)}}$

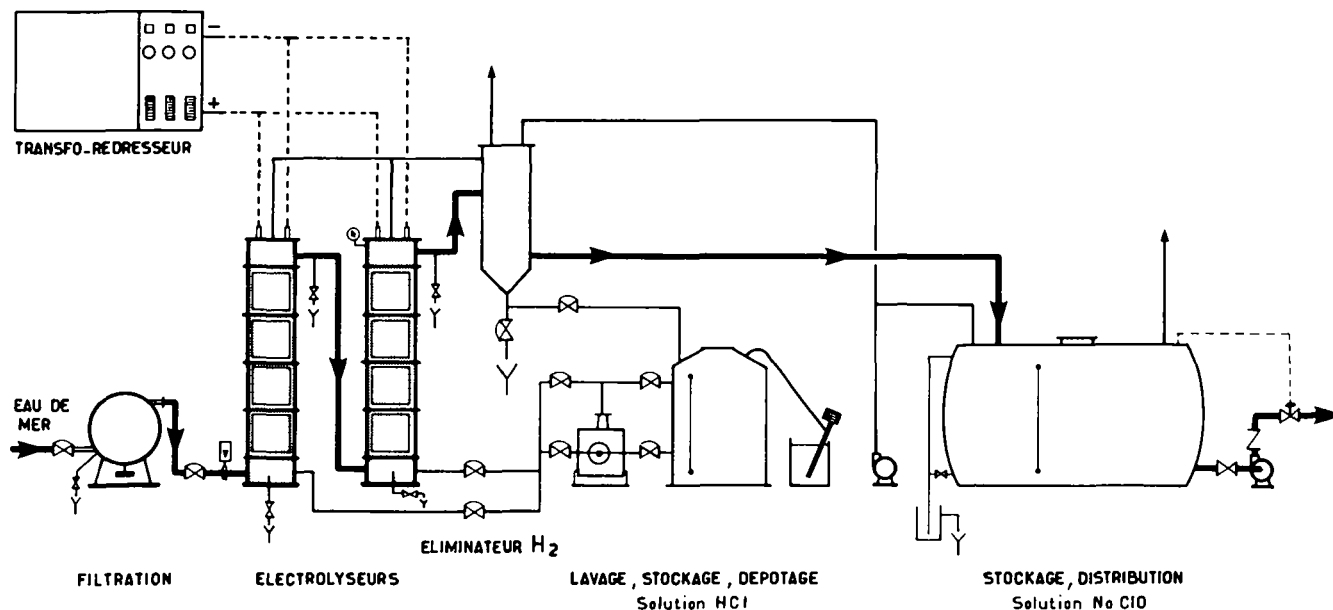


Fig. 1. Installation complète d'électro-chloration Eau de mer (10 à 80 kg/h.éq.Cl)

Les investissements dépendent de la capacité nominale installée et sont de l'ordre de 40.000 F. à 80.000 F. par kg/h d'équivalent chlore installés pour une électrolyse d'eau de mer. Pour une électrolyse de saumure artificielle, il faut prévoir 15 à 20% supplémentaire pour les équipements annexes (stockage et préparation de saumure, échangeur thermique).

Le tableau 2 donne des ordres de grandeur permettant une comparaison des coûts (production + investissement) entre les procédés de fabrication de chlore "in situ" et l'achat à l'extérieur. Les fourchettes obtenues sont dues aux effets de taille, aux conditions particulières d'installation (stockage, sécurité), aux variations des frais de transport. L'électrolyse d'eau de mer est un procédé à coût d'investissement élevé mais à coût de production raisonnable, qui peut être compétitif par rapport à l'achat de chlore gazeux. L'électrolyse à partir de saumure est plus chère que l'emploi de chlore gazeux, mais reste très compétitive par rapport à l'utilisation d'hypochlorite de sodium ou de calcium, dont les coûts d'achat sont élevés.

Ces remarques générales s'appliquent à des installations d'une certaine importance (supérieure à 4-5 kg/h éq. chlore produit) où l'investissement initial peut être amorti sur une production suffisante. Pour les installations plus petites, le calcul mérite d'être fait mais la préférence de l'exploitant ira souvent vers le procédé ayant le plus faible coût d'investissement et la plus grande facilité de mise en oeuvre.

4. *Domaine d'application et perspectives d'avenir*

L'électro-chloration semble surtout devoir se développer pour des applications industrielles, demandant de grosses capacités de production: chloration des circuits de refroidissement (centrales électriques), traitements chimiques (sulfures, etc.).

Dans notre secteur d'activités, l'électro-chloration sera envisagée:

- a) Lorsque les conditions locales sont propices (eau de mer à proximité ou NaCl à faible coût). Une application possible importante paraît être dans ce cas la désinfection des eaux résiduaires avant rejet en mer, notamment pour la protection des plages littorales.
- b) Lorsque les conditions locales l'imposent:
 - impossibilité de stockage de produits dangereux
 - difficulté d'approvisionnement à un coût raisonnable en chlore gazeux ou solution concentrée d'hypochlorite. Ceci est souvent le cas de certains pays en voie de développement.

Électro-coagulation

1. *Principes*

Le procédé consiste à obtenir la déstabilisation des particules colloïdales directement dans la cellule de traitement par dissolution d'une anode métallique. L'anode est en général en fer doux.

- *Réaction à l'anode:*
Oxydation du Fer:
$$\text{Fe} \rightarrow \text{Fe}^{++} + 2 \text{e}^-$$
- *Réaction à la cathode:*
Réduction de l'eau:
$$2(\text{HOH}) + 2\text{e}^- \rightarrow \text{H}_2 + 2\text{OH}^-$$

Les ions Fe^{++} naissants réagissent donc avec l'eau

pour former des hydroxydes insolubles: le processus de déstabilisation des colloïdes est dès lors analogue à celui que l'on obtient avec des sels métalliques classiques.

L'électro-coagulation sera suivie d'un des procédés de séparation habituels: décantation, flottation, filtration, sacs filtrants, etc. L'électro-coagulation s'accompagne de production de fines bulles aux électrodes: un dégazage de l'effluent est souvent nécessaire avant décantation. Par contre, cette production de gaz peut favoriser une flottation ultérieure.

La dissolution de l'anode est régie par la loi expérimentale des Faraday

$$M = \frac{1}{96500} \frac{A}{V} \times I t \quad \text{ou} \quad m = 1,041 \text{ g/Ah}$$

m = masse du métal dissous

A = masse atomique du Fer (56 g)

V = valence de l'ion ($\text{Fe}^{++} = 2$)

I = Intensité du courant appliqué en Ampères

t = durée de l'électrolyse en secondes.

La quantité de fer dissoute est donc directement proportionnelle à l'intensité appliquée. Les valeurs de potentiel aux bornes des électrodes sont fonction de la surface et de l'écartement des électrodes ainsi que de la conductivité du milieu.

Dans les expériences que nous avons faites (eaux usées urbaines de résistivité 1.100 .cm), la consommation électrique a été de 1,5 à 2 Wh par g de fer dissous, soit 150 à 200 Wh/m³ pour un taux de traitement de 100 g/m³.

2. *Avantages et inconvénients du procédé*

- Le volume de boues produites par électro-coagulation est plus faible (dans un rapport de 2 à 3), puisque l'apport de réactifs comporte uniquement des ions à base de fer: il n'y a donc pas de présence de sels venant gonfler les boues, comme lors de l'utilisation d'agents chimiques (chlorure ferrique ou sulfate ferrique).
- Sauf pour les toutes petites installations, les investissements d'électro-coagulation sont largement supérieurs à ceux nécessités par une coagulation à partir de sels métalliques.
- Les coûts de production brut (hors main d'oeuvre) peuvent être estimés à:

- Electricité (1,5 à 2 kWh/kg)	=	0,60 à 0,80	FF/kg
- Consommation d'électrodes	=	4,20	FF/kg
		4,80 à 5,00	FF/kg de Fe

Chiffres à comparer par exemple au coût d'achat du chlorure ferrique en solution (4,5 à 5,5 FF/kg de Fe).

- A ces coûts de production, il faut ajouter les frais de main d'oeuvre nécessaires à la manipulation et mise en place des électrodes sous forme, de tôle de fer, opération qui apparaît comme difficilement mécanisable.

3. *Domaines d'application et perspectives d'avenir*

Ces dernières remarques expliquent que l'électro-coagulation n'ait connu jusqu'à présent que peu de développement. Ses applications semblent être limitées pour l'instant aux domaines des petites installations de traitement et/ou à celles où la consommation de réactifs est faible.

Ainsi, Electricité De France a expérimenté des mini-stations de traitement d'eaux usées urbaines (50 à 500 éq./habitants), destinées aux petites collectivités locales, à forte variation de population (camping, camp de vacances où il faut s'adapter à de grandes variations de charge). La phase de séparation est effectuée dans des sacs filtrants: dans ce cas, la faible quantité de boues produites par électro-coagulation est un avantage (500 g/m³ de boue contre 1.000 à 1.300 g/m³ avec des sels métalliques) (Fig. 2).

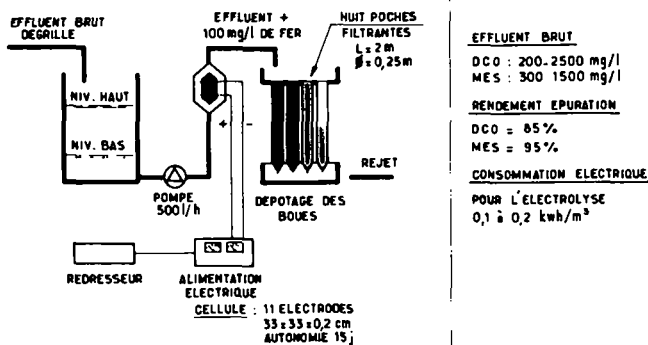


Fig. 2. Mini station électrolytique expérimentale 50 à 400 équivalents/habitant (Essais E. D. F.)

Un autre domaine d'application possible est la coagulation sur filtre: on recherche alors une quantité de boues minimale afin d'encrasser le moins possible les filtres, et les doses de réactifs à injecter sont faibles.

Des recherches sont entreprises actuellement pour tenter de diminuer les coûts liés à la consommation d'électrodes. Parmi celles-ci, nous citerons celles d'Electricité De France, qui travaille sur un réacteur mettant en oeuvre des déchets métalliques, dans lequel l'électrode est volumique (réacteur tri-dimensionnel). Il est évident que si ce type de recherches aboutissait à un résultat positif, le champ d'application de l'électro-coagulation pourrait être augmenté.

Électro-flottation

1. Principe

La flottation est une technique de séparation solide/liquide souvent employée (traitement des eaux de lacs, épaissement des boues d'eau potable ou biologiques, etc.). Les microbulles (40 à 70 μ de diamètre) nécessaires à la flottation peuvent être produites (Tableau 3):

- *par détente d'eau pressurisée:* le liquide pressurisé est soit l'eau brute, soit une partie de l'eau traitée recyclée. C'est le procédé le plus employé.
- *par électrolyse de l'eau:* au moyen d'électrodes appropriées non consommables (dégagement gazeux d'oxygène et d'hydrogène).

Tableau 3 Flottation Principales caractéristiques des 2 procédés

Procédé de flottation	Taille des bulles en μ	Consommation d'énergie en W/m ³ traité	Observations
Détente d'eau pressurisée (avec 20% de recirculation)	40 à 70	50 à 150 W/h	* recirculation souvent nécessaire pouvant aller jusqu'à 100% du débit (boues)
Electrolyse de l'eau	40 à 70	100 à 200 W/h	* 80 à 100 Ah/m ² * 60 l/h de gaz produit par m ² * Electrodes non consommables à inversion de polarité

L'électro-flottation est connue depuis 1904 et a fait l'objet de diverses réalisations. Le tableau 4 donne, à titre d'exemple, les résultats d'essais que nous avons effectués récemment sur une installation pilote en eau usée urbaine (Fig. 3). Les performances (D.C.O., MES) sont comparables à celles obtenues en flottation par eau pressurisée, et légèrement meilleures que celles obtenues en décantation classique.

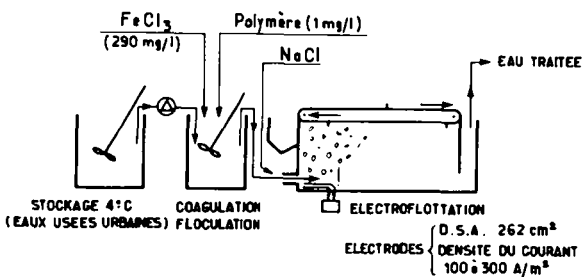


Fig. 3. Electroflottation Installation pilote (S.L.E.E., E.D.F. — 1981)

2. Avantages et inconvénients

Parmi les avantages, nous retiendrons:

- La production de bulles est une fonction de l'intensité du courant (suivant la loi de Faraday) et peut être réglée simplement.
- La production de bulle est quasiment indépendante de la température de l'effluent.

Un autre avantage souvent cité est le dégagement d'oxygène naissant à la cathode, qui pourrait contribuer à l'oxydation des matières organiques de l'effluent. En fait, cette oxydation ne représente que quelques milligrammes de D.C.O. par litre. L'effet obtenu reste donc négligeable par rapport à celui de la flottation proprement dite. Les principaux inconvénients sont liés:

- à la consommation électrique spécifique (100 à 200 Wh par m³ traité) qui est légèrement supérieure à celle enregistrée par détente d'eau pressurisée (50 à

Tableau 4 Electro-flottation résultats obtenus sur pilote (S.L.E.E., E.D.F. — 1981)

	Brut	Floculation décantation 2H en cône COIN	Floculation Electroflottation 100 A/m ²	Floculation Electroflottation 200 A/m ²	Floculation Electroflottation 300 A/m ²
	(moyen)	(moyen)	moyen	moyen	moyen
D C O mg/l	920	380	380	290	340
M E S mg/l	820	27	25,5	23	21
Boues g/l	*	*	55	56	57
D C O éliminée %	*	59	66	68	63
M E S éliminée %	*	97	97,2	97,2	97,5

() Résultats obtenus après floculation et électroflottation (pH initial 7,9, pH final 6,2/6,3)

150 Wh par m³ traité). Cette consommation reste malgré tout relativement faible.

- aux problèmes d'électrodes.

Les électrodes doivent répondre à un certain nombre de contraintes spécifiques:

- supporter les polarisations anodiques et cathodiques (inversion de polarité limitant les dépôts parasites);
- travailler à une densité de courant comprise entre 50 et 500 A/m²;
- accepter des variations de pH comprises entre 5 et 9;
- présenter une bonne tenue mécanique.

Ces électrodes ont été souvent sources d'ennuis, par exemple:

- mauvaise tenue du matériau (ex.: électrode de graphite)
- altération prématurée du revêtement électrolytiquement actif (ex.: titane recouvert d'oxyde de plomb)
- perte d'efficacité électrochimique due à un dépôt parasite.

Actuellement de nouveaux matériaux sont apparus sur le marché, et le problème ne paraît plus insurmontable. Aux U.S.A., le procédé SWIFT utilise l'alliage Fer/Silicium/Chrome; au Japon, T.D.K. propose des ferrites. Nous avons nous-mêmes utilisé sur pilote des électrodes D.S.A. composites à base de mélange d'oxydes mixtes de métal noble et de métal valve, qui ont donné de bons résultats en cours d'essais.

3. Electro-flottation et électro-désinfection simultanées

Au-delà d'un pH de 6,7, le potentiel d'oxydation de l'eau devient inférieur au potentiel d'oxydation des chlorures. L'oxydation des chlorures peut alors se faire selon un système C10⁻/C1⁻, analogue à celui décrit dans le chapitre "Electro-désinfection". Avec un potentiel et une densité de courant suffisante, on aura simultanément production de microbulles et d'agents bactéricides.

Le tableau 5 donne quelques résultats d'électro-flottation et électro-désinfection simultanée obtenus sur installation pilote (Fig. 3) en traitement d'eau usée urbaine.

Ce procédé a un intérêt lorsque le coût d'achat du NaCl à ajouter à l'effluent est faible ou nul (station en bord de mer, par exemple). Dans ce cas, il ne faut pas chercher forcément à optimiser à la fois l'électro-flottation et l'électro-désinfection: la production d'agents bactéricides doit être considérée comme un complément à la flottation.

4. Electro-coagulation et électro-flottation simultanées

Certains auteurs ont songé à utiliser simultanément l'électro-flottation et l'électro-coagulation, c'est-à-dire de coupler:

- la floculation par dissolution d'une anode métallique
- la production de microbulles.

Ces expériences se sont en général soldées par des échecs, les tensions nécessaires à l'obtention de bulles fines étant peu compatibles avec celles d'une dissolution économique: il est donc préférable de séparer les deux procédés.

5. Domaines d'application et perspectives d'avenir

Quelque soit le mode de production des microbulles, la conception hydraulique du flottateur (schéma hydraulique, vitesse de passage, temps de contact, etc.) reste la même. Le coût des équipements électriques à mettre en oeuvre (redresseurs et électrodes) devient vite important avec la taille de la cellule.

L'électro-flottation ne paraît rentable que sur les petites stations de capacité inférieure à 2.000 m³/j. Dans ce cas, l'hydraulique du flottateur peut être simplifié en utilisant le système dit "à contre courant": les électrodes sont situées dans le bas et occupent toute la surface transversale de la cellule. L'effluent est admis à la partie supérieure et se déplace vers le bas, à contre courant du flux de bulles. Le rejet est évacué par un collecteur placé sous les électrodes.

L'électro-flottation peut également être envisagée pour l'épaississement des boues, notamment dans les cas où le procédé à eau pressurisée conduirait à des taux de recirculation élevés (pouvant atteindre 100%).

Traitement électrique anti-tartre

1. Principe de fonctionnement

Divers constructeurs proposent sur le marché des équipements de traitement électrique destinés à éviter (ou limiter) la formation de tartre incrustant. Tous ces équipements ont un point commun: l'eau à traiter passe, dans une bulle, entre deux électrodes en inox soumises à des décharges électriques (Fig. 4).

Les autres caractéristiques sont variables suivant les constructeurs: courant continu, alternatif ou impulsif, consommation spécifique allant de 20 à 100 Wh/m³ d'eau traitée. Ces procédés ont été développés d'une manière empirique, à partir d'observations expérimentales discutables, et sans base

Tableau 5 Electro-flottation et désinfection simultanée résultats d'essais sur pilote (S.L.E.E., E.D.F. — 1981)

Concentration en chlorures totaux mg/l (présents + chlorure ferrique + NaCl)	Brut	Floculation FeCl ₃ polymère Décantation 2H	Floculation FeCl ₃ polymère Electroflottation 100 A/m ²	Floculation FeCl ₃ polymère Electroflottation 200 A/m ²	Floculation FeCl ₃ polymère Electroflottation 300 A/m ²	
300	3,9 10 ⁷ 1,5 10 ⁷	2,9 10 ⁶ 1,7 10 ⁵	3,9 10 ⁶ 1,8 10 ⁶	1,4 10 ⁷ 5,4 10 ⁶	2,3 10 ⁷ 3,6 10 ⁶	Coli totaux/100 ml Coli fécaux/100 ml
600	45 10 ⁶ 21 10 ⁶	4 10 ⁵ 6 10 ⁴	31 10 ⁴ 3 10 ⁴	12 10 ⁴ 6,5 10 ⁴	10 10	Coli totaux/100 ml Coli fécaux/100 ml
900	47 10 ⁶ 14 10 ⁶	12 10 ⁵ 43 10 ⁴	100 100	1.400 300	0 0	Coli totaux/100 ml Coli fécaux/100 ml
1.500	5 10 ⁷ 2,1 10 ⁷	1,1 10 ⁶ 7 10 ⁵	17 1	1 0	0 0	Coli totaux/100 ml Coli fécaux/100 ml
3.500	3,4 10 ⁷ 1,3 10 ⁷	3,4 10 ⁶ 4 10 ⁶	0 0	2 0	0 2	Coli totaux/100 ml Coli fécaux/100 ml

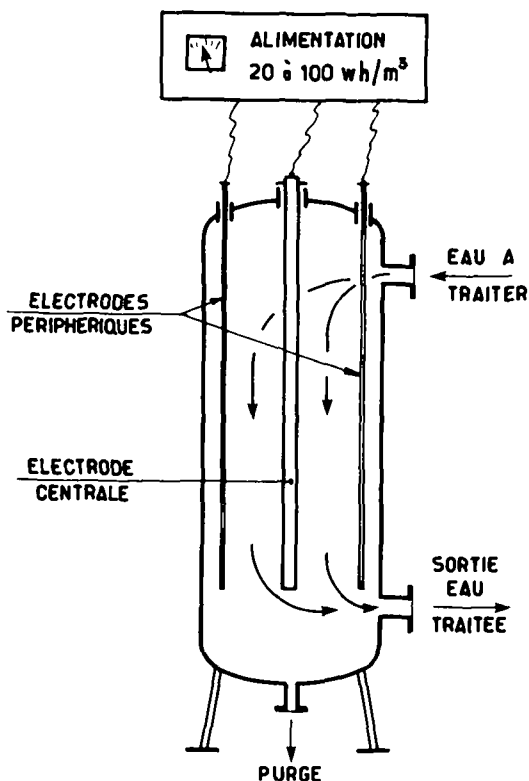


Fig. 4. Cellule de traitement électrique anti-tartre (principe)

théorique prouvée: leur validité et leur fiabilité ont été souvent mises en doute.

En effet, le traitement électrique anti-tartre ne modifie pas les caractéristiques physico-chimiques classiques de l'eau (pH, TAC, TH, résistivité, turbidité): il a fallu pendant longtemps se contenter de constater les résultats (positifs ou négatifs) obtenus sur l'entartrage, sans en donner d'exploitations satisfaisantes.

2. Vers une approche plus scientifique

Des études récentes (7, 8, 9) faisant appel à des observations plus fines ont mis en évidence des différences entre l'eau traitée et l'eau non traitée: potentiel zéta différente des particules colloïdales, cinétique d'électrodéposition différente, formes de cristallisation différentes du CaCO_3 .

Ces observations ont permis aux auteurs de conclure à la réalité du phénomène, même si celui-ci est encore mal maîtrisé, et d'émettre une hypothèse d'explications théoriques:

Une eau incrustante peut évoluer suivant deux processus distincts.

- ou bien le carbonate de calcium va précipiter au sein du liquide à partir de germes de précipitation;
- ou bien le carbonate de calcium va précipiter sous forme de tartre à partir de germes d'entartrage, au contact des parois, selon un processus électro-chimique (les parois sont souvent à un potentiel négatif).

Le traitement électrique provoque, au voisinage de la cathode, une augmentation de pH, qui entraîne une précipitation de carbonate de calcium. Une partie de ce carbonate se dépose sur l'électrode. Une autre partie se retrouve en suspension dans l'eau liée aux colloïdes, pour former des micro-germes de précipitation.

Le processus a) devient alors prépondérant par rapport au processus b) qui se trouve limité.

Selon cette théorie, le phénomène présente une certaine rémanence puisque les germes de précipitation expulsés de l'appareil vont continuer à croître au sein de

la veine liquide ramenant l'eau progressivement à l'équilibre calco-carbonique.

Dans l'état actuel des connaissances, cette explication théorique n'est que qualitative et ne donne que peu de renseignements quantitatifs. De nombreuses questions restent posées, concernant la cinétique du phénomène, les conditions optimales de mise en oeuvre, les limites de validité, l'influence des facteurs extérieurs (présence d'ions métalliques dans l'eau). Seules des études de génie chimique soigneusement menées permettront d'y répondre.

3. Domaine d'application et perspectives d'avenir

Les avantages du procédé électrique anti-tartre sont sa très grande simplicité et son coût d'exploitation relativement faible (20 à 100 Wh/m³).

Ces avantages lui ont permis de faire une percée sur le marché des traitements domestiques individuels, et dans certaines applications industrielles: dans ces domaines, il est vrai, l'utilisateur confronté à un problème d'entartrage, prend souvent le risque d'un investissement faible par rapport aux moyens classiques d'élimination du calcium (résines échangeuses d'ions ou décarbonatation), sans garantie formelle de bon fonctionnement. L'extension à la distribution publique d'eau, où le procédé serait envisageable pour la protection des réseaux, est plus problématique: elle demandera assurément une meilleure maîtrise du procédé et une meilleure connaissance des phénomènes qui le régissent.

Pour notre part, nous suivons avec intérêt quelques expériences qui sont tentées en France sur de petits réseaux publics (5 à 50 m³/h). Il est actuellement trop tôt pour en tirer des conclusions définitives.

Conclusions Générales

Les traitements électriques présentés dans ce rapport sont en concurrence directe avec des traitements classiques couramment employés dans notre secteur d'activités.

Leurs domaines d'application semblent se limiter pour l'instant à des créneaux bien particuliers, que nous avons essayé de mettre en évidence au cas par cas:

- L'électro-flottation est une technique, dont les origines sont anciennes, qui a été souvent utilisée pour le traitement des eaux industrielles et qui peut être adaptée au traitement des eaux potables ou usées, à condition de bien maîtriser les problèmes d'entartrage et de corrosion d'électrodes.
- L'électro-coagulation reste un procédé cher, dont l'utilisation est limitée aux petites installations. Des études sont en cours actuellement pour tenter de diminuer les coûts liés à la consommation d'électrodes par utilisation de déchets métalliques. Son principal avantage est la faible production de boues.
- L'électro-désinfection est un procédé qui devrait connaître divers développements dans un proche avenir. Economiquement, l'électro-désinfection est compétitive pour les grosses installations. Elle permet en outre de résoudre certains problèmes liés à des conditions locales particulières (pas de production industrielle de chlore à proximité ou problème de sécurité de stockage, par exemple).
- Quant aux traitements électriques anti-tartre, ils nous paraissent manquer, pour l'instant, de bases théoriques sérieusement étudiées, et donc de fiabilité, pour être envisagés à grande échelle dans nos secteurs d'activités.

Bibliographie Sommaire

1. Hollca, R. "L'électro-chloration"—L'Eau et l'Industrie—Janvier 1982.
2. Michalek, M. "On-site Generation of Hypochlorite"—Jour. W.P.C.F.—Vol. 44—Septembre 1972.
3. Fieder, R. P. "On site Caustic Chlorine Generation for Water Distribution" JAWWA—Vol. 66—n° 1—Janvier 1974.
4. Jacquis, F. "Utilisation de l'électrolyse dans l'épuration des eaux résiduaires urbaines" R. Travaux—Janvier 1980.
5. Camirelli, C. "Les techniques de Flottation" Tribune du CEBEDEAU—n° 144—1980.
6. Miquel, J. et Reinbold, M. "l'Electro-flottation et désinfection simultanée d'effluents urbains" 1981.
7. Mania, J. "Le traitement électrique de l'eau" Techniques et Sciences Municipales—Mars 1977.
8. Miquel, J. et Delhoume, B. "Les procédés anti-tartre—Enquête sur les dispositifs physiques" Rapport E.D.F. 1979.
9. Ledion, J., Leroy, P. et coll. "L'antartrage par les eaux naturelles et l'action des appareils électriques anti-tartre" Matériaux et Techniques—Mai 1980.

Frank Ellingsen, Olaf Fjeldsend A/S, P.O. Box 146, N-3201 Sandefjord, Norway "A REVUE OF SCALE FORMATION AND SCALE PREVENTION, WITH EMPHASIS ON MAGNETIC WATER TREATMENT"

1. Introduction

Scale formation is a well known problem in most systems where water is used. The most serious problems occur when water, with high calcium content, is the source. In recent years several papers have been published on scale prevention. Among the scale preventing methods magnetic water treatment has gained renewed attention. Still, considerable doubts exist as to the validity of the claimed effects on scale formation. Both practical experiences and results from recent investigations confirm, however, the practical potential of this method.

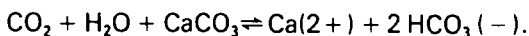
2. Scale forming salts

2.1 Calcium carbonate

Calcium dissolved as bicarbonate has low solubility in water. The solubility varies with pressure, temperature and pH. Three well known crystalline structures of calcium carbonate are found in nature: Calcite, Aragonite and Vaterite.

With pH below 8.8, solubility increases with decreasing pH and decreases with rising temperature. A pH above 8.8 gives opposite dependence and solubility increases both with increasing temperature and pH¹.

Calcium dissolves as bicarbonate by the reaction:



High CO₂ content in the solution shifts the equilibrium towards the right, i.e. more CaCO₃ will thereby be dissolved. Increasing temperature forces CO₂ out of solution and calcium carbonate is precipitated. Changes in pH have similar effect.

Calcium carbonate is probably the most common compound found in scale, in systems such as: steam boilers, heat exchangers, evaporators, hot water heaters (calforifiers).

2.2 Calcium sulphate

Calcium sulphate exists as CaSO₄·n H₂O where n carries one of the following values: n = 2, n = 1/2 or n = 0. Solubility varies with temperature and pressure and maximum solubility is reached at 30–40°C. Higher temperatures cause lower solubility.

The formation of calcium sulphate scale is very likely the most important limitation in using evaporators for production of fresh water from salt water. Supersaturation in this case is primarily through evaporation. Calcium sulphate scale occurs also in crude oil production. Water, mixed with crude oil as it

comes out of the well, often has a high calcium sulphate content. When the pressure drops, the salts precipitate in pump, valves, pipes, etc.

2.3 Magnesium hydroxide and magnesium carbonate

Scale from magnesium salts is relatively rare and causes limited problems as compared to calcium salts. Magnesium salts are mainly found in scale formed in steam boilers and evaporators.

2.4 Barium sulphate

Scale from barium sulphate is rare, but is found in the oil industry when producing crude oil from deep wells. The problem is also encountered in other industries, such as the paper industry². Solubility in water is extremely low and varies with the content and concentration of other ions, temperature, pressure, etc.

This brief survey covers only some of the most common compounds found in scale. Silica, iron as well as other metal compounds may form scale, or become important in determining the scale forming mechanism.

3. Scale forming mechanism

Scale is formed when salts dissolved in water are precipitated, on a metal surface e.g. in steam boilers, heat exchangers etc. In order for scale to form, the water must contain a higher concentration of salts than the equilibrium concentration, i.e. the water is SUPERSATURATED.

Supersaturation alone, however, is not sufficient for precipitation to take place. The initial stage of precipitation is determined by NUCLEATION. Nucleation takes place either as heterogeneous nucleation (on impurities, seed crystals, metal surfaces etc), or as homogeneous nucleation (the nucleus is formed spontaneously from the mother phase). The nucleation is usually limited by the fact that sub-microscopic crystals have higher solubility than the equilibrium solubility. For this reason, a metastable region exists above the equilibrium solubility curve, see Fig. 1.

The solution may, therefore, stay supersaturated for longer periods without scale being formed. In a pure system, the width of the metastable region is given thermodynamically by the free energy of the formation of a nucleus (activation energy). The presence of metal surfaces and impurities usually promote the nucleation

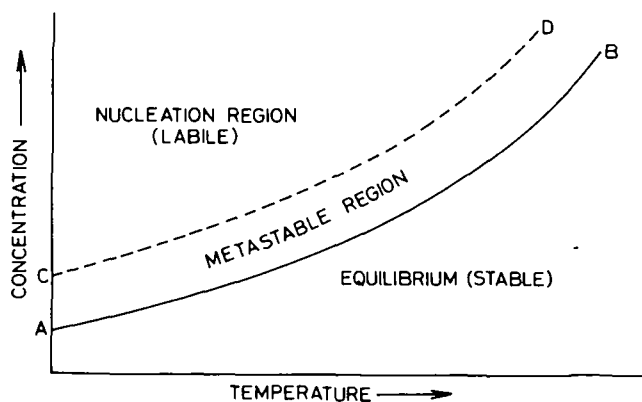


Fig. 1. Indicates the stable, metastable and labile (nucleating) region. The solid line A-B is the equilibrium concentration, the broken line C-D indicates the metastable limit.

because of lower activation energy. Therefore, in most cases the presence of different dissolved impurities determine the width of the metastable region, i.e. heterogeneous nucleation is the dominant mechanism during scale formation. In these systems the nucleation occur either on impurities suspended in the water, or directly onto the metal surfaces. When formed, the nuclei will develop into visible crystals (scale). The growth is determined by:

1. Diffusion of ions from the solution to the crystal solution interface.
2. Adsorption of ions/molecules from the interface onto the crystal surface.
3. Surface-diffusion to energetically favourable growth positions on the crystal surface and thereby incorporation into the crystal lattice.

Impurities (ions, organic components, greatly influence the rate of precipitation, the crystalline structure and the crystal habit. It is known that certain ions present in the solution in very low concentrations (e.g. 1 ppm), may adsorb onto the crystal surface and block the energetically favourable growth positions on the surface and thus completely inhibit further precipitation. This technique when used to prevent scale, is called: "Threshold treatment" (to be discussed later).

Suspended particles, both naturally found in water or the precipitate, may form a stable suspension. It is more likely, however, that the particles either will coagulate and settle as a sludge or adhere to a metal surface and thereby become an important component of the scale.

A decisive factor in determining the mechanical strength of the scale is the "Ostwald Ripening", i.e. the larger particles "swallow" the smaller ones. This is due to the fact that the larger particles are thermodynamically more stable.

All the phenomena described above are simultaneously involved when scale is formed and collectively determine the texture of the scale. Should one mechanism be inhibited, another will dominate. This is an important consideration when selecting effective methods for scale prevention.

4. Scale preventing methods

Methods for reducing or preventing scale formation should affect precipitation and thereby inhibit the scale forming mechanism in one or more of the following ways:

1. Reduced supersaturation, i.e. lowered content of scale forming salts.
2. Limited nucleation and growth on metal surfaces.
 - by increasing the rate of homogeneous

nucleation, which cause the precipitation to occur in the body of the water

- by improving the conditions for heterogeneous nucleation on impurities in the body of the water.

3. Inhibited growth of scale, for instance by adsorption of "impurities" in the favourable growth positions on the crystal surface.
4. Reduced adhesion between sedimentary products which may be a major part of the scale, i.e. by reduced mechanical strength of the scale.

In the following paragraphs both the most common chemical methods (and how they function), and the non-chemical methods, here restricted to magnetic water treatment, are discussed.

5. Chemical methods for scale prevention

5.1 Selective salt removal

Selective salt removal of water is attained either by adding specific chemicals or by using ion exchangers specifically designed for this purpose.

To remove calcium, magnesium and bicarbonate, chemicals such as calcium hydroxide or sodium hydroxide are added in order to achieve precipitation of the scale forming salts. The precipitation is carried out under carefully controlled conditions in a wide variety of equipment.

When using ion exchangers the content of scale forming ions is reduced by exchanging these with non-scale forming ions such as Na, hydrogen ions, etc. Nearly total demineralization (salt removal) is achieved by exchanging the cations with hydrogen ions and the anions with hydroxide.

5.2 Scale inhibitors

Commonly used are inhibitors based on phosphates, either organic or inorganic. Two methods are used: the amount of inhibitor per 100–200 mg of scale forming salts is in the range of 1 to 5 mg, "THRESHOLD TREATMENT". Alternatively the inhibitor is added in approximately the same amount as the scale forming salts, dependent upon the content of other ions, etc.

There exists no complete theory as to the mechanism for the scale inhibitory effect of these chemicals. It is, however, generally agreed that one or more of the following mechanisms are involved:

1. Adsorption of the inhibitor onto the crystal surface. Trials with some inhibitors indicate that the nucleation is not affected, whilst the subsequent crystal growth is completely inhibited. One believes this to be due to the adsorption of the inhibitor into growth positions on the crystal surface, which block the growth sites and thereby inhibit further crystal (scale) growth.
2. Adsorption reduced adhesion. The inhibitor is adsorbed on the surface of, for instance, suspended particles and reduces the adhesion between them. This coincides with the fact that certain tests show that the amount of scale is not drastically reduced, but that the hard, homogeneous scale is changed into powdery scale, i.e. the adhesion and thereby the mechanical strength of the scale is reduced.
3. The change of crystal habit. The inhibitor is incorporated into the crystal lattice causing a change of the crystal habit. The scale preventing effect of the inhibitor is believed to be tied to the change of the crystal habit and less adhesion between the "new" particles.
4. Complex formation. The inhibitor forms complexes

with scale forming ions, such as calcium ions, and thereby lowers the "effective" concentration of these.

For threshold treatment it is likely that one of the first three mechanisms discussed above is the most important one. When using large amounts of inhibitors, complex formation is believed to be the reason for reduced scale growth.

5.3 Use of acid

Acid may be used to decrease the pH value, and thereby allowing a higher concentration of calcium carbonate to be kept in solution. This method has no effect on calcium sulphate. Increased corrosion rate will become a serious side-effect.

5.4 Use of seed crystals

Seed crystals are fed into the water in order for the precipitation to take place on these, and not on boiler walls, for instance. The surface area of the seed crystals and the crystalline structure, greatly influenced the efficiency of the method. Factors such as adhesion, temperature, the presence of different ions and growth inhibitors, are important parameters.

6. Non-chemical methods for scale prevention—magnetic water treatment

A "definition" of non-chemical methods, not precise, but acceptable for our purpose is:

A method based on mechanical (e.g. vibrations), electrical or magnetic principles. One might add that the method is often controversial.

Our discussion is limited to a system which is based on the use of a magnetic field, hereafter referred to as magnetic water treatment. The last part of this paper will discuss different aspects of magnetic water treatment (MWT) i.e. scale prevention is achieved by passing the water through a magnetic field, with the field strength in the range 1,000–10,000 Gauss. The effect on scale formation is claimed to last four hours after the water has passed the magnetic field.

MWT is today the most frequently used non-chemical method. Considerable doubts, however, still exist as to the reality of the effect on scale formation. In the following paragraphs we discuss different aspects of MWT, such as:

- Practical experiences from installations where Polar units are used. Polar is a magnetic unit produced by Olaf Fjeldsend A/S, Sandefjord, Norway. References are given.
- Different theories to explain the observed scale preventing effect. Both explanations found in company literature and theories published in scientific literature are discussed.
- Reports from laboratory experiments completed or underway in Olaf Fjeldsend's laboratory in Sandefjord, Norway.

6.1 Practical experiences with magnetic water treatment

Polar is used successfully in the cooling system of a ferro silicum furnace at A/S Hafslund, Norway³. Serious scale problems developed after only a few months of operation. A Polar unit was installed in 1970 and the cooling system has operated without any scale problems for the last 10 years.

Six months after installing Polar in an air-conditioning

system with major scale problems (Adelaide, Australia), the following was noted: Old scale came off in layers without new scale being formed⁴.

Results from installations in bottle washing machines clearly show that the method may be used successfully to prevent scale in nozzles, pipes, hot water tanks, etc.

Polar has been installed in several water works in order to reduce scale where lime slurries are used to increase the pH (in drinking water) as required by the authorities^{5,6}.

This is a small cross-section of the many areas of application for Polar. The method is used in industry, shipping (over 1000 ships) and private homes. Polar prevents scale in equipment such as: steam boilers, heat exchangers, pipe systems, hot water heaters, coffee machines, washing machines and dish washers, etc.

A trial with a Polar unit was conducted in Andebu, Norway in 1978 using well water and two boilers. Steam was allowed to escape and feed water was added through two Polar units: one with a field strength of approximately 6000 Gauss, the other unit not magnetized.

Results of test:

1. Upon completion of the test, the water in each boiler was filtered. The filtrate was dried and weighed, thereby indicating the amount of scale forming salts which did not form hard scale. The container using treated water *always had more filtrate than the container using untreated water*. In other words, the container using treated water always had less scale.
2. Four small copper mesh nets were placed in each boiler. These were collected after 3-6-12 and 24 hours. Fig. 2 shows the results. From the pictures we see that less scale is formed in the container using treated water.

The test also disclosed certain limitations on the effectiveness of the method, with respect to high concentrations of certain silicates and sulphates.

In the literature, a large number of similar reports on the use of MWT are found. These reports primarily describe results such as^{7,8,9}:

- Reduced or no scale formation.
- Old scale loses its mechanical strength and dissolves.

A number of negative reports also exist. The most frequently quoted one is probably the report published in the nineteen-fifties by a scientific group at MIT (USA), based on tests using different non-chemical methods¹⁰. Also magnetic units were tested and reportedly showed no change in the scale formed either by structure or amount.

6.2 How is MWT explained in literature?

When the water (at a given time) has passed through a magnetic field with a field strength of 1,000–10,000 Gauss, the following has been observed:

1. The precipitated salts do not form hard scale, but rather a sludge which can be easily removed. Alternatively scale with low mechanical strength is formed.
2. The influence of the magnetic field on the water is reported to last for several hours after having passed through the field: "THE MEMORY EFFECT".

These observations gained from use of the method must lie within the framework of an acceptable theory. What is "altered" by the magnetic field, must therefore, have extended relaxation time and should be tied to conditions which are vital as to how scale is formed.

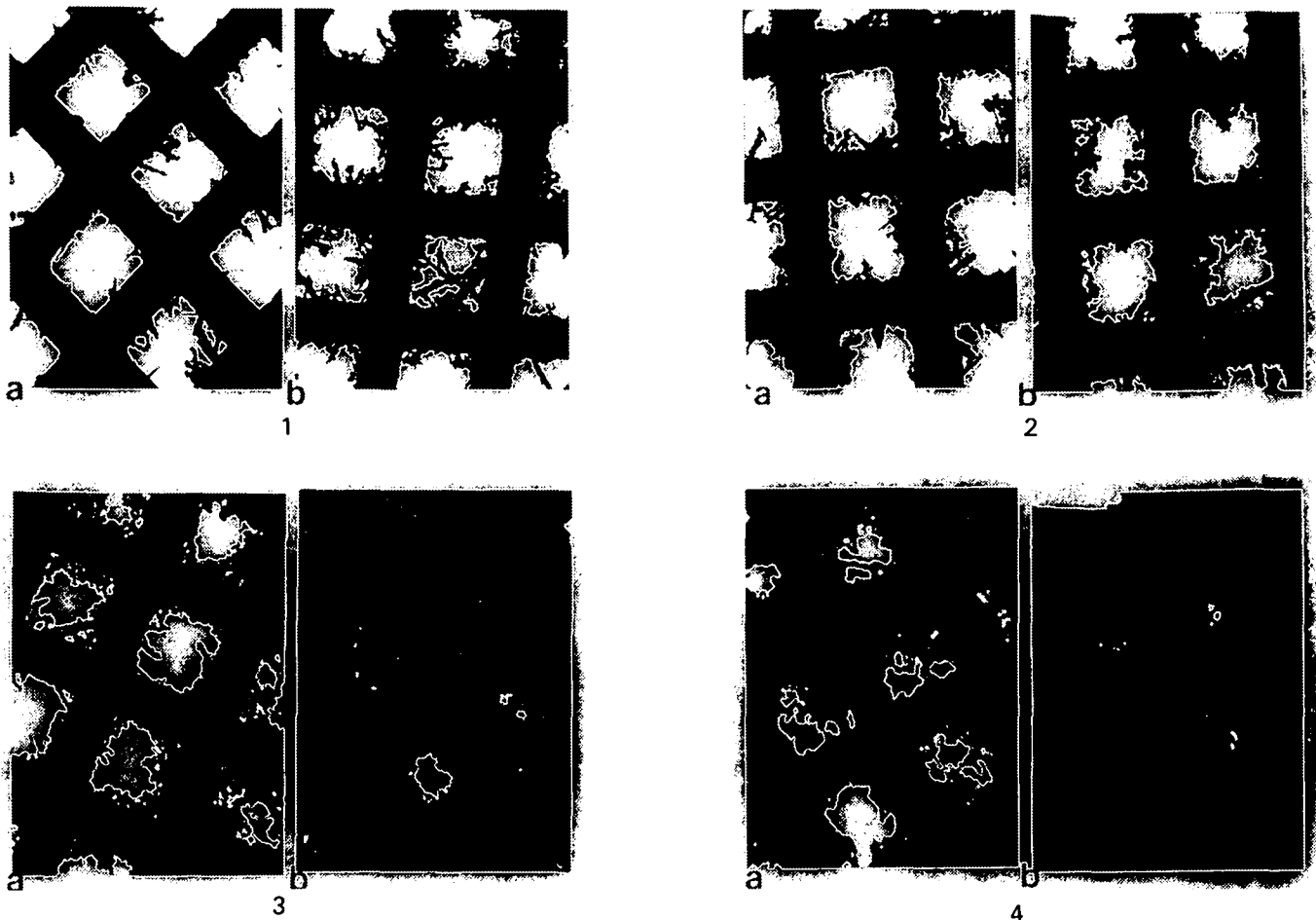


Fig. 2. Picture showing the mesh of sampling nets which were placed in two boilers, one using magnetically treated water (a), the other untreated water (b). Nets, numbered 1-4, were taken from the boilers after 3-6-12-24 hours respectively. Mesh dimension is approximately 0,2 mm. It is clearly seen that MWT significantly decreases the rate of scale growth. The fact that scale in untreated water is difficult to see from these photos.

Let us look at three categories of explanations given by manufacturers of equipment used for MWT:

Changes in the electron structure of dissolved ions or molecules caused by the magnetic field are given as an explanation. This is obviously wrong. First of all, the energy of interaction between a magnetic field of 1,000 to 10,000 Gauss and molecules in solution would be many orders of magnitude too weak to cause changes like this. Furthermore, the typical lifetime for such changes is in the order of 10^{-10} second or shorter.

Another "possible" explanation is that the magnetic field causes the water molecules (or dissolved molecules) to align themselves in the field. This improved order is said to remain in water also after it has passed the magnetic field. Firstly, the energy of interaction between, for instance, a water molecule and the magnetic field is in the order of 10^{-6} of the hydrogen bonds, i.e. negligible. Secondly, there is no reason to expect relaxation times longer than 10^{-6} - 10^{-10} second.

A third explanation offered, claims that MWT affects impurities suspended in the water. This explanation suggests, for instance, that suspended particles are changed in such a way that:

- the particles are made more hydrophilic.
- the conditions for nucleation and thereby growth on these suspended impurities are enhanced.

The last explanation comes close to our own hypothesis based on experimental work. We believe that some changes in the surface or interface of dissolved colloidal particles take place, which in turn gives rise to increased precipitation in the bulk of the water (discussed later).

Generally, we feel that most of the attempted explanations are to a very small degree based on technical or scientific insight. It can safely be said that the people behind many of these "theories" often lack the knowledge they pretend to possess. It should be kept in mind, however, that although most of the "theories" are wrong, it does not follow that the method as such does not work.

Theories not so different from those discussed above, are found in scientific literature. One may assume that some of the statements made by manufacturers are taken from this literature, but much of this matter is misinterpreted by the producers. We shall comment on some of the theories published in scientific journals.

It is proposed that the magnetic field is the source of structural changes in the water. Based on the above mentioned energy considerations, it is very unlikely that changes in the water structure caused by the magnetic field may take place. V. I. Klassen and his group, nevertheless present two papers where they study IR-adsorption. They found that the IR spectra are changed when treating water with a magnetic field i.e. that MWT is the source of structural changes in the water^{11,12}. There is reason to believe, however, that these measurements are wrong and that the results are due to impurities dissolved in the water¹³.

Changes in structure of water proximate to an interface, is set forth as a possible theory by W. Drost-Hansen et al.¹⁴. This "theory" is not based on experimental work on MWT, but rather on work Dr. Drost-Hansen and co-workers are doing to study other properties of structurally modified interfacial water, referred to as: "Vicinal water". Dr. Drost-Hansen

assumes that the thickness of the vicinal water is approximately $0.1\mu\text{m}$. There is reason to believe, however, that the thickness is not more than a few molecule layers, i.e. a factor of 10^{-2} - 10^{-3} thinner than what Dr. Drost-Hansen assumes. The theory, therefore, appears doubtful.

A third theory considers the magnetic unit as a sacrificial anode. The effect of the method is in these theories believed to be due to ions dissolved from the anode which in turn influences the subsequent crystal growth. The theory that the magnetic unit acts as a sacrificial anode, i.e. increases the concentration of certain ions in the water, is based on the general knowledge of the influence of trace elements on precipitation. It is well known that the rate of precipitation of, for instance, calcium carbonate is strongly affected by certain ions, even when these are present in very low concentrations. This effect should be understood in the context of the aforementioned "threshold treatment". It is known that for instance $\text{Fe}(3+)$, $\text{Fe}(2+)$, $\text{Mg}(2+)$ and $\text{Zn}(2+)$ have such an effect on the calcite structure of calcium carbonate. There is no doubt that trace elements generally are an important factor in scale formation, however, this theory alone, *cannot* explain the effect of commercial magnetic units on scale formation.

Another similar theory considers the unit as a sacrificial anode producing high local pH. It is assumed that an increased pH will cause some precipitation of calcium carbonate to take place near the anode, producing seed crystals which will cause precipitation to take place in the bulk of the water and thereby reduce the scale formed on the metal surfaces of boilers, etc. It is correct that an increased pH in a zone near a sacrificial anode under given conditions causes precipitation to take place. This change in pH will, in most cases be ineffective or under the most favourable conditions give only temporary relief from scale since: Firstly, the zone of increased pH will be relatively narrow, the amount of scale forming material able to precipitate in this zone, will therefore be negligible. Secondly, most of the precipitation will take place on the anode itself and render the anode inactive.

6.3 Laboratory experiments on MWT

No measurements based on commonly accepted chemical methods, have so far shown any chemical change to take place in the water, due to MWT. Therefore, the activity to find methods to study reproducible effects of the magnetic field on a salt solution has been increasing during the last years. In our laboratory we have chosen to study the time dependent phenomena such as the rate of precipitation etc. This has been studied both for magnetically treated and untreated water.

We will discuss three experiments done in our laboratory. These will, we trust, widen the acceptance of the method and be one step towards a theory to explain the observed effect, i.e. that a magnetic field of 1,000-10,000 Gauss cause significant changes in naturally hard water and that there is a memory effect.

F. Ellingsen and H. Kristensen measured the effect of MWT on the rate of precipitation of calcium carbonate in naturally hard water¹⁵. When magnetically treated, the water was placed in the laboratory for 10 minutes. This was to test the existence of the memory effect. Hydroxide was added to achieve supersaturation. An electromagnet with field strength variation of 0-10,000 Gauss was used. We found:

1. The rate of precipitation was dependent upon the magnetic field strength, see Fig. 3A.
2. A "turning point" was established, i.e. below a given pH, the rate of precipitation increased, while

at higher pH, the rate decreased, see Fig. 3B. We now believe that it is possible to correlate the "turning point" to the point where the zeta potential crosses zero. The zeta potential is the potential between the double layer of ions which surrounds a particle in solution and the solution itself:

3. The precipitation rate was surface controlled.

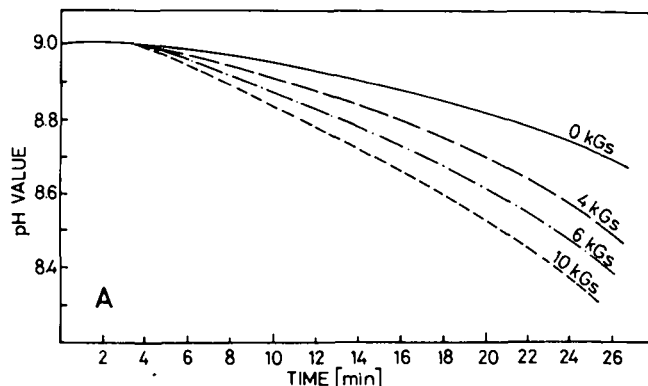


Fig. 3A. Shows the pH-change vs. time for four different field strengths. Increasing the magnetic field strength accelerates the rate of precipitation.

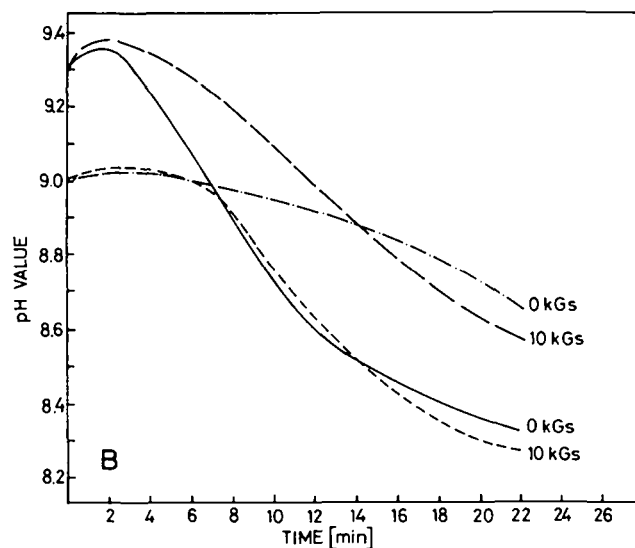


Fig. 3B. Gives an example of "the turning point". For treated water a pH of 9.0 shows forced precipitation whereas a pH of 9.3 inhibits precipitation.

4. A connection between the effect of MWT, turbidity (reduced visibility in the water due to suspended materials), and the oxygen content was established. Increased turbidity and oxygen content increased the effect.

In the second experiment, water, slightly supersaturated with calcium carbonate, was circulated through a crystal growth cell. The centre of the cell was made from glass. Water passed at a low rate through an opening (4 mm) between two glass plates which constituted the top and bottom plate. Precipitation was either initiated by heterogeneous nucleation on the bottom plate or by nuclei simply "dropping" out of the solution down to the bottom plate (nuclei formed on impurities). Crystal growth on the bottom plate was studied and pictures taken through a light microscope, see Fig. 4. To treat the solution, an electro-magnet with a field strength of 0 or 10,000 Gauss was used. The treatment took place just before entering the growth chamber.



Fig. 4. Shows creation and growth of calcium carbonate crystals in the growth cell. Pictures with odd numbers are for treated water, even numbers for untreated water. Nos. 1 and 2 are taken after 52 minutes, nos. 3 and 4 after 229 minutes, nos. 5 and 6 after 315 minutes and finally 7 and 8 after 430 minutes. There are fewer crystals with simpler crystal habit in magnetically treated water than in untreated water.

Fig. 4 shows, based on results from two comparable experiments, that less crystals are found in treated water (10,000 Gauss) than in untreated water. The treatment promotes the formation of calcite, whereas a

more complex crystal habit is found in untreated water, the latter appears to have a "head" of calcite and a "tail" of needle-like crystals similar to aragonite.

Finally, we shall look at an experiment where the rate

of solubility of calcium carbonate is measured. An ion-selective electrode is used to measure the calcium concentration. The suspension of calcium carbonate is circulated in a closed circuit so that the solution passed the magnetic field three times per minute on average. Controlled concentrations of various salts are added, to study the effect of impurities. Field strengths of 0 and 10,000 Gauss are used alternatively. Fig. 5 shows a typical result. The difference between the treated and the untreated solution is clearly seen.

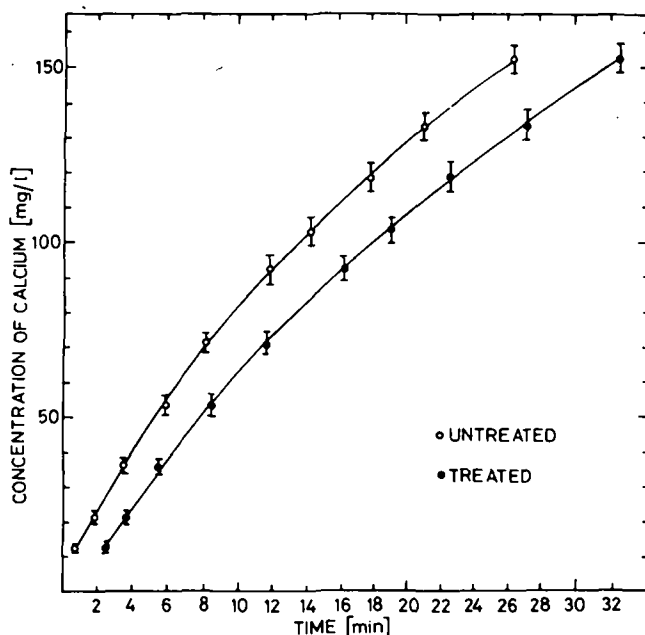


Fig. 5. Shows the concentration of calcium carbonate as a function of time. In this experiment 0,3 mg/l Fe^{3+} in the form of chlorides, was added. The difference in the rate of solubility between treated and untreated water is evident.

7. Conclusion

We believe that MWT changes the properties of either the surface or the double layer surrounding colloidal particles. All our experimental works seem to strengthen this hypothesis.

Both the rate of precipitation and solubility are, among other factors, dependent upon available surface between the growing crystals and the solvent. In practice, parts of the surface are often blocked by adsorption of impurities (as discussed earlier). This will limit the "access" to the surface and, thereby change the surface controlled kinetics.

In the study of precipitation, it is clearly demonstrated that the magnetic field changes the surface controlled rate of precipitation. We were also able to relate the magnetic field effect to both turbidity and the zeta potential of calcite. Furthermore, preliminary analysis of the solubility experiment indicates that MWT alters what above is called the "access" to the surface. All these results strengthen our hypothesis.

The tendency we found for treated water to promote formation of calcite is recently confirmed in a work presented by Dr. Kyzling and co-workers¹⁶. The mechanism of this is not clearly understood.

8. Summary

Much has been done to investigate and prevent scale, but the future still holds many unanswered questions. With numerous parameters, often unknown or uncontrollable, the study of scale, as an example of crystal growth, is considerably more complicated than what is normally studied in a laboratory. The formation of scale should, therefore, be seen in connection with general

problems in crystal nucleation and crystal growth. There is a definite need for conducting controlled tests where one changes and measures the effect of the individual parameters in order to study their inter-connection in a more complex system such as natural water.

There is, however, no room for doubt as to the effect of the magnetic field with respect to kinetics of different processes occurring in solution. Our research clearly shows the effect on the rate of dissolution of calcium carbonate. Furthermore, it is shown that magnetic water treatment influences both the rate of precipitation and promotes the formation of calcite.

It can be said that MWT has a weaker theoretical base than is the case with most chemical methods employed. However, the many positive reports from users as well as results obtained in several laboratories, leave no doubt as to its significant effect on scale formation. We trust that the experiments referred to above, as well as research in progress, will bring us closer to a complete understanding of the phenomenon.

We have found certain limitations from the application of the method, such as the content of certain silicates and sulphates. This is important and reduces the failure percentage of the method, but much work remains before the method may be called "theoretically" understood.

Acknowledgement

I am grateful both to the Royal Norwegian Council of Science and Technology and to Olaf Fjeldsend A/S for making my experimental work possible. Many thanks also to Mr. Oivind Bjornen for valuable criticism when preparing this manuscript.

References

- Kristiansen, H.: The calcium concentration at different temperatures as a function of the pH for water in a carbonate equilibrium. *Vatten* 1:7-15 (1975).
- Chen, L. and Betz, J. R.: "Barium Sulfate Deposits in Pulp and Paper Mills". *Southern Pulp and Paper Manufacturer/Dec. 1979*, 10-12.
- Polar Information No. 5004 eng./nor. "Polar Water Conditioner in Cooling System for Ferro Silicium Furnace". Published by Olaf Fjeldsend A/S, Sandefjord.
- Polar Information No. 5002 eng. "Polar Treatment of Hard Water for use in refrigerating Systems and Air-Conditioning Systems". Published by Olaf Fjeldsend A/S, Sandefjord.
- Polar Information No. 5001 eng. "Polar Equipment for Lime-Mixing Apparatus". Published by Olaf Fjeldsend A/S, Sandefjord.
- Hoff, H. K.: "Magnetic Water Treatment used to prevent Scale in Pipelines for Lime in Suspension". *Vann* 4. 1-7. (1973).
- Kvajic, G. and Kvajic, M. M.: "Magnetic Field Conditioning of Industrial Waters". Papers presented at: "The International Water Conference", Pittsburgh, P.A. USA (1979) Paper IWC-79, no. 19.
- Todoriev, N. K. and Iovchev, M. P.: "The Question on Magnetic Treatment of Water Fed to Steam Generators". *Chem. Absts.* 62:1448. (1965).
- Nezdoiminoga, N. A.: "Effect of the Rate of Movements of Water and a Magnetic Field on the Intensity of Salts Deposited in Mineral Water". *Chem. Absts.* 75:25057 (1972).

10. Eliassen, R., Skrinde, R. T. and Davis, W. B.: "Experimental Performance of "Miracle" Water Conditioners". Jour. A.W.W.A. 50:1371-1385 (1958).
11. Klassen, V. I. et. al.: "Altering in the IR-adsorption Spectrum of a Dilute Solution of H₂O in D₂O After passing through a Magnetic Field". Dokl. Akad. Nauk. SSSR 183:1123-26 (1968).
12. Klassen, V. I. et. al.: "Change in the Vibrational Adsorption Spectrum of Molecules of Water Dissolved in Organic Solvents After Passing Through a Magnetic Field". Dokl. Akad. Nauk. SSSR 197:1104-5 (1971).
13. Mirumyants, S. O. et. al.: "The effect of a Constant Magnetic Field on the Infrared Adsorption Spectrum on Liquid Water". Rus. J. Phys. Chem. 46(1):124 (1972).
14. Drost-Hansen, W. and Kavjic, G.: Presented at "Conference on Electrolyte Precipitation in Aqueous Solution". University of Copenhagen. Proceeding abstr. book II (supplement). (1978).
15. Ellingsen, F. and Kristiansen, H.: Does Magnetic Water Treatment Influence Precipitation of Calcium Carbonate from Supersaturated Solution". Vatten. 35(4):305-309 (1979).
16. To be published in the proceedings from the VIIIth Scandinavian Symposium on Surface Chemistry (1981). Two articles on magnetic water treatment is published:
Kyzling, J., Larsson, N. and Stenius, P.: Influence of magnetic field on polymorphism of CaCO₃.
Ellingsen, F.: Effect of magnetic field on dissolution and precipitation of calcium carbonate.

Frank Ellingsen, Olaf Fjeldsend A/S, P.O. Box 146, N-3201 Sandefjord, Norvège

"FORMATION ET PREVENTION DU TARTRE; EMPLOI D'UN TRAITEMENT MAGNETIQUE DE L'EAU"

1. Introduction

L'entartrage est un problème bien connu dans la plupart des systèmes utilisant de l'eau. Les problèmes s'aggravent lorsque l'eau a une teneur élevée en calcium. Récemment plusieurs rapports ont été publiés sur la façon d'empêcher l'entartrage. Parmi les méthodes conseillées, le traitement magnétique de l'eau a obtenu un renouveau d'attention. Pourtant des doutes certains existent quant à la validité des effets obtenus pour réduire l'entartrage. Des expériences pratiques et des études récentes confirment le potentiel pratique de cette méthode.

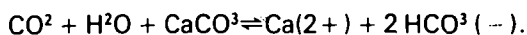
2. Les sels du tartre

2.1 Carbonate de calcium

Le calcium dissous sous forme de bicarbonate a une faible solubilité dans l'eau. Sa solubilité varie avec la pression, la température et le pH. On trouve dans la nature trois structures cristallines bien connues du carbonate de calcium: la calcite, l'aragonite et la vaterite.

Avec un pH de moins de 8,8, la solubilité augmente lorsque le pH décroît et diminue avec une augmentation de température. Un pH de plus de 8,8 donne une sujétion contraire, la solubilité augmentant avec la température et le pH¹.

Le calcium se dissout en bicarbonate suivant la réaction:



Un contenu de CO² élevé dans la solution fait basculer l'équilibre vers la droite, donc plus de CaCO³ sera dissous. Une hausse de la température fait partir du CO² de la solution et précipite le carbonate de calcium. Des changements de pH ont un effet semblable.

Le carbonate de calcium est probablement le composé le plus couramment trouvé dans le tartre, dans des systèmes tels que les chaudières à vapeur, les échangeurs thermiques, les évaporateurs, les calorifères.

2.2 Sulfate de calcium

Le sulfate de calcium existe sous forme de CaSO⁴. nH²O, n ayant une des valeurs suivantes: n = 2, n = ½ ou n = 0. La solubilité varie avec la température et la

pression et une solubilité maximum est obtenue à 30-40°C. Des températures plus élevées diminuent la solubilité.

La formation d'un tartre de sulfate de calcium est probablement la raison majeure pour ne pas utiliser des évaporateurs pour obtenir de l'eau fraîche à partir d'eau de mer. Dans ce cas une supersaturation est atteinte surtout par évaporation. Le tartre de sulfate de calcium n'est produit que dans la production d'huile brute. L'eau mélangée avec du pétrole brut sortant du puits a souvent un contenu élevé de sulfate de calcium. Lorsque la pression tombe, les sels sont précipités dans les pompes, les soupapes, les tuyaux, etc.

2.3 Hydroxyde de magnésium et carbonate de magnésium

Le tartre venant de sels de magnésium est relativement rare et crée moins de problèmes que les sels de calcium. Les sels de magnésium se trouvent surtout dans le tartre qui se forme dans les chaudières à vapeur et les évaporateurs.

2.4 Sulfate de baryum

Le tartre venant du sulfate de baryum est rare, mais existe dans l'industrie du pétrole lors de la production de brut venant de puits profonds. Ce problème survient aussi dans d'autres industries telles que l'industrie du papier². La solubilité dans l'eau est extrêmement faible et varie avec le contenu et la concentration d'autres ions, la température, la pression, etc.

Cette brève étude ne traite que de certains des composés les plus courants trouvés dans le tartre. La silice, le fer et d'autres composés métalliques peuvent former du tartre, ou jouer un rôle dans le mécanisme formateur.

3. Mécanisme de formation du tartre

Du tartre se forme lorsque des sels dissous dans l'eau sont précipités sur une surface métallique, chaudières à vapeur, échangeurs thermiques par exemple. Pour que du tartre se forme, l'eau doit contenir une concentration de sels plus élevée que la concentration d'équilibre, c'est-à-dire qu'elle doit SUPERSATURÉE.

Cependant une supersaturation seule ne suffit pas

pour avoir une précipitation. Le premier stade de précipitation vient de la NUCLEATION. La nucléation a lieu soit comme nucléation hétérogène (sur des impuretés, des cristaux, des surfaces métalliques, etc) ou comme nucléation homogène (le noyau est formé spontanément à partir de la phase mère). La nucléation est généralement limitée du fait que les cristaux sous-microscopiques ont une solubilité plus grande que la solubilité d'équilibre. Pour cette raison, une région métastable existe au-dessus de la courbe de solubilité d'équilibre. Voir Fig. 1. (Page 13).

La solution peut donc rester supersaturée pendant des périodes plus longues sans qu'il y ait formation du tartre. Dans un système pur, la largeur de la région métastable est donnée thermodynamiquement par l'énergie libre de la formation d'un noyau (énergie d'activation). La présence de surfaces métalliques et d'impuretés suscite généralement une nucléation à cause de l'énergie d'activation moindre. Donc dans la plupart des cas, la présence de diverses impuretés dissoutes détermine la largeur de la région métastable, c'est-à-dire que la nucléation hétérogène est le mécanisme dominant pendant la formation de tartre. Dans ces systèmes il y a nucléation soit sur les impuretés suspendues dans l'eau soit directement sur les surfaces métalliques. Une fois formés, les noyaux se développent en cristaux visibles (tartre). La croissance est déterminée par:

1. la diffusion des ions de la solution à l'interface de la solution du cristal
2. l'adsorption des ions/molécules de l'interface sur la surface du cristal
3. la diffusion superficielle vers des positions de croissance énergétiquement favorables sur la surface du cristal, et donc incorporation dans le réseau cristallin.

Les impuretés (ions, composés organiques, etc), ont un effet considérable sur le taux de précipitation, la structure cristalline et la croissance du cristal. On sait que certains ions présents dans la solution en très faibles concentrations (1 ppm par exemple) peuvent être adsorbés sur la surface du cristal et bloquer les positions de croissance énergétiquement favorables à la surface, donc empêcher complètement toute précipitation plus poussée. Cette technique, employée pour empêcher l'entartrage, est appelée "traitement du seuil" (discutée ultérieurement).

Les particules suspendues, que l'on trouve dans l'eau ou le précipitat, peuvent former une suspension stable, mais il est plus probable que les particules, ou bien coaguleront et se déposeront sous forme de boue, ou adhéreront à une surface métallique et deviendront ainsi une partie importante du tartre.

Un facteur décisif dans la détermination de la force mécanique du tartre est le "Murissement d'Ostwald", c'est-à-dire que les particules plus grosses "avalent" les particules plus petites. Ceci vient de ce que les particules plus grosses sont thermodynamiquement plus stables.

Tous les phénomènes décrits ci-dessus ont lieu en même temps lorsque du tartre se forme et ils déterminent collectivement la consistance du tartre. Si un mécanisme est bloqué, un autre dominera. Ceci est une considération importante pour choisir des méthodes efficaces pour empêcher la formation du tartre.

4. Méthodes de prévention de l'entartrage

Les méthodes pour réduire ou empêcher l'entartrage doivent affecter la précipitation et donc paralyser le mécanisme de formation du tartre, selon une au moins des modes suivants:

1. Supersaturation réduite, c'est-à-dire moins de sels formateurs de tartre.
2. Nucléation et croissance limitées sur les surfaces métalliques
 - en augmentant la vitesse de nucléation homogène qui entraîne une précipitation dans le corps de l'eau;
 - en améliorant les conditions pour une nucléation hétérogène sur les impuretés dans le corps de l'eau.
3. Croissance du tartre inhibé, par exemple par l'adsorption des "impuretés" dans les positions de croissance favorable à la surface du cristal.
4. Adhésion réduite entre les produits de sédimentation qui peuvent constituer une partie importante du tartre—par force mécanique réduite du tartre.

Les paragraphes qui suivent examinent les méthodes chimiques les plus employées (et la façon dont elles fonctionnent) ainsi que des méthodes non chimiques (limitées ici au traitement magnétique de l'eau).

5. Méthodes chimiques pour empêcher l'entartrage

5.1 Enlèvement sélectif des sels

L'enlèvement sélectif des sels de l'eau s'obtient soit en ajoutant des produits chimiques soit en utilisant des échangeurs d'ions spécialement conçus à cette fin.

Pour enlever le calcium, le magnésium et le bicarbonate, on ajoute des produits chimiques tels que l'hydroxyde de calcium ou l'hydroxyde de soude pour obtenir une précipitation des sels formant le tartre. On obtient ainsi une précipitation soigneusement contrôlée dans une grande diversité d'installations.

En utilisant des échangeurs d'ions, le contenu des ions formateurs de tartre est réduit grâce à un échange avec des ions non formateurs de tartre (Na, ions d'hydrogène, etc.) Une déminéralisation presque totale (enlèvement des sels) est obtenue en échangeant des cations avec des ions d'hydrogène et des anions avec de l'hydroxyde.

5.2 Inhibiteurs de tartre

Des inhibiteurs basés sur les phosphates, organiques ou inorganiques, sont le plus souvent utilisés. Deux méthodes sont employées: la quantité d'inhibiteur pour 100-200 mg sels formateurs de tartre est dans la gamme de 1 à 5mg—TRAITEMENT SEUIL. Ou la quantité d'inhibiteur ajoutée est environ la même que la quantité de sels formateurs de tartre, suivant le contenu des autres ions, etc.

Il n'existe aucune théorie complète quant au fait que ces produits chimiques empêchent l'entartrage. Cependant, il est généralement reconnu qu'un ou plusieurs des mécanismes suivants entrent en jeu:

1. L'adsorption de l'inhibiteur à la surface du cristal. Des essais avec certains inhibiteurs indiquent que la nucléation n'est pas affectée, tandis que la croissance du cristal ensuite est complètement paralysée. On pense que ceci vient de l'adsorption de l'inhibiteur dans les positions de croissance à la surface du cristal qui bloque les lieux de croissance et paralyse donc davantage toute croissance de cristal (tartre).
2. L'adsorption réduit l'adhésion. L'inhibiteur est adsorbé à la surface de particules suspendues, par exemple, réduisant l'adhésion entre elles. Ceci coïncide avec le fait que certains essais montrent que la quantité de tartre n'est pas réduite de façon importante, mais le tartre dur et

homogène est transformé en tartre poudreux, c'est-à-dire que l'adhésion, donc la résistance mécanique, du tartre est réduite.

3. Changement dans la croissance du cristal. L'inhibiteur est incorporé dans le réseau cristallin, modifiant la croissance du cristal. L'effet de l'inhibiteur pour empêcher la formation de tartre semble être associé au changement dans la croissance du cristal et de l'adhésion moins forte entre les "nouvelles" particules.
4. Formation complexe. L'inhibiteur forme des complexes avec des ions formant du tartre, ions de calcium par exemple, diminuant ainsi la concentration "efficace" de ceux-ci.

Pour le "traitement du seuil", il est probable qu'un des trois premiers mécanismes indiqués ci-dessus soit le plus important. En utilisant des quantités importantes d'inhibiteurs, la formation complexe est considérée comme étant la raison pour la croissance de tartre réduite.

5.3 Utilisation d'acide

De l'acide peut servir pour diminuer la valeur du pH, permettant ainsi d'avoir une concentration plus élevée de carbonate de calcium en solution. Cette méthode n'a aucun effet sur le sulfate de calcium. Un taux de corrosion accru constituera un à côté sérieux.

5.4 Utilisation de "cristaux semences"

Des "cristaux semences" sont mis dans l'eau pour provoquer une précipitation sur eux et non sur les parois de la chaudière par exemple. La surface des cristaux et leur structure cristalline ont un effet considérable sur l'efficacité de la méthode. Des facteurs tels que l'adhésion, la température, la présence de différents ions et la croissance des inhibiteurs sont des paramètres importants.

6. Méthodes non-chimiques pour empêcher l'entartrage — traitement magnétique de l'eau

Une "définition" des méthodes non chimiques, peu précise, mais acceptable, est:

Une méthode basée sur des principes mécaniques (vibrations), électroniques ou magnétiques. On pourrait ajouter que la méthode est souvent très discutée.

Notre discussion se limite à un système basé sur l'utilisation d'un champ magnétique, que nous appellerons traitement magnétique de l'eau. La dernière partie de cette contribution traitera des divers aspects du traitement magnétique de l'eau (TME) — prévention de l'entartrage obtenu en faisant passer l'eau dans un champ magnétique de 1.000 à 10.000 gauss. L'effet sur l'entartrage dure plusieurs heures après que l'eau soit passée dans le champ magnétique.

Aujourd'hui c'est la méthode TME qui est la plus fréquemment utilisée comme méthode non-chimique. Cependant des doutes considérables existent quant à la réalité de l'effet sur l'entartrage. Dans les paragraphes qui suivent, nous traiterons des divers aspects du TME, tels que:

- Expériences pratiques des installations où des unités Polar sont utilisées. (Polar est une unité magnétique réalisée par Olaf Fjeldsend A/S, Sandefjord, Norvège.)
- Diverses théories pour expliquer l'effet observé qui empêche l'entartrage. Les explications données dans la littérature de la société et les théories qui ont paru dans la littérature scientifique sont discutées.

- Des comptes-rendus d'expériences en laboratoire terminées ou en cours dans le laboratoire de Olaf Fjeldsend à Sandefjord, Norvège.

6.1 Expériences pratiques avec le traitement magnétique de l'eau

Polar est employé avec succès dans le système de refroidissement d'un four ferrosilicium à A/S Hafslund, Norvège³. Après quelques mois seulement d'utilisation sont apparus des problèmes sérieux d'entartrage. Une unité Polar fut installée en 1970 et depuis dix ans le système de refroidissement marche sans problèmes.

Six mois après l'installation de Polar dans un système de climatisation souffrant sérieusement des effets de l'entartrage (Adelaide, Australie) il fut noté que le tartre formé s'enlevait en couches et qu'aucun tartre nouveau ne se formait⁴.

Cette méthode a fait ses preuves dans des installations pour laver les bouteilles, empêchant l'entartrage des ajutages, des tuyaux, des réservoirs d'eau chaude, etc.

Polar est employé dans plusieurs usines d'eau pour réduire le tartre lorsque du lait de chaux est utilisé pour augmenter le pH (dans l'eau potable) suivant les exigences des autorités^{5,6}.

Ce sont là quelques exemples de l'application de Polar. La méthode est employée dans l'industrie, dans la navigation (plus de 1000 navires) et dans les foyers. Polar empêche l'entartrage de matériel tel que chaudières à vapeur, échangeurs thermiques, systèmes de tuyauterie, réchauffeurs d'eau, machines à café, machines à laver le linge ou la vaisselle, etc.

Un essai fut effectué à Andebu, Norvège en 1978, avec une unité Polar, de l'eau de puits et deux chaudières. On a laissé échapper la vapeur et on a ajouté de l'eau d'alimentation à travers deux unités Polar, l'une ayant un champ d'environ 6000 gauss, l'autre n'étant pas magnétisée.

Résultats de l'essai:

1. A la fin de l'essai, l'eau de chaque chaudière fut filtrée. Le filtrat fut séché et pesé, indiquant ainsi la quantité de sels formateurs de tartre ne donnant pas de tartre dur. Le container utilisant l'eau traitée avait *toujours plus de filtrat que celui sans eau traitée*, donc il y avait toujours moins de tartre dans le container recevant l'eau traitée.
2. Quatre petits filets en cuivre furent placés dans chaque chaudière. Ils furent examinés après 3, 6 12 et 24 heures. La Fig. 2 (Page 15) montre les résultats obtenus. On voit nettement moins de tartre dans le container utilisant l'eau traitée.

Cet essai révéla aussi certaines limitations sur l'efficacité de la méthode concernant les fortes concentrations de certains silicates et sulfates.

On trouve beaucoup de comptes-rendus semblables dans la littérature sur l'utilisation du TME. Essentiellement les résultats décrits sont^{7,8,9}:

- Réduction ou élimination de l'entartrage
- Le tartre existant perd de sa force mécanique et se dissout.

Plusieurs comptes-rendus négatifs existent aussi. Le plus fréquemment cité est probablement le compte-rendu qui a paru dans les années '50, publié par un groupe scientifique à MIT (USA) basé sur des tests employant diverses méthodes non-chimiques¹⁰. Des unités magnétiques furent soumises à des essais mais ne revêlèrent aucun changement dans le tartre ni en quantité ni en structure.

6.2 Comment explique-t-on le TME dans la littérature?

Lorsque de l'eau (à un moment donné) a passé dans un

champ magnétique de 1.000–10.000 gauss, on a pu observer comme suit:

1. Les sels précipités ne se forment pas en tartre dur, mais en une boue facile à enlever. Parfois du tartre ayant une faible résistance mécanique se forme.
2. L'effet du champ magnétique sur l'eau est dit durer plusieurs heures après son passage à travers le champ: ("EFFET MEMOIRE").

Ces observations obtenues pratiquement doivent constituer le cadre d'une théorie acceptable. Ce qui est "modifié" par le champ magnétique doit donc avoir un temps de détente prolongé et doit être associé à des conditions affectant l'entartrage de près.

Examinons trois catégories d'explications données par des fabricants de matériel employé pour le traitement magnétique de l'eau:

Des changements dans la structure électronique des ions ou molécules dissous provoqués par le champ magnétique sont donnés comme explication. Ceci est évidemment faux. En premier lieu, l'énergie de l'interaction entre un champ magnétique de 1.000 à 10.000 gauss et des molécules en solution serait trop faible pour causer de tels changements. De plus, la durée de vie typique de tels changements est de l'ordre de 10^{-10} seconde ou moins.

Une autre explication "possible" est que le champ magnétique oblige les molécules de l'eau (ou molécules dissoutes) à s'aligner dans le champ. Cet ordre amélioré serait stable dans l'eau une fois passé le champ magnétique. En premier lieu l'énergie de l'interaction entre, par exemple, une molécule d'eau et le champ magnétique est de l'ordre de 10^{-6} des liaisons d'hydrogène, c'est-à-dire négligeable. Ensuite il n'y a pas de raison pour prévoir un temps de relaxation de plus de 10^{-6} – 10^{-10} secondes.

Une troisième explication proposée est que le TME affecte les impuretés suspendues dans l'eau. Cette explication suggère, par exemple, que les particules suspendues sont changées de telle façon que:

- les particules deviennent plus hydrophiles
- les conditions pour la nucléation et donc la croissance sur ces impuretés suspendues sont renforcées.

Cette dernière explication se rapproche davantage de notre hypothèse basée sur des expériences pratiques. Nous pensons qu'il y a certains changements à la surface ou à l'interface des particules colloïdales dissoutes qui suscitent à leur tour une précipitation accrue dans l'ensemble de l'eau (voir plus loin).

Généralement nous pensons que la plupart des explications trouvées ne sont que faiblement basées sur des connaissances techniques ou scientifiques. On peut affirmer que ceux qui sont derrière ces "théories" n'ont souvent pas les connaissances qu'ils prétendent avoir. Mais il faut se souvenir, cependant, que bien que la plupart des "théories" soient fausses, cela ne veut pas nécessairement dire que la méthode même soit mauvaise.

On trouve des théories assez semblables à celles indiquées ci-dessus dans la littérature scientifique. On peut présumer que certaines des déclarations faites par les fabricants sont tirées de cette littérature, mais souvent les producteurs l'interprètent mal. Nous allons commenter certaines des théories parues dans des journaux scientifiques.

Le champ magnétique constituerait une source de changements dans la structure dans l'eau. En se basant sur les considérations de l'énergie indiquées ci-dessus, il est très peu probable que des changements dans la structure de l'eau proviennent du champ magnétique. V. I. Klassen et son groupe cependant ont présenté deux rapports étudiant l'adsorption-IR. Ils ont trouvé que les spectres IR changent lorsque de l'eau est traitée

avec un champ magnétique, c'est-à-dire que le TME est la source de changements structuraux dans l'eau^{11,12}. Mais il y a lieu de croire que les résultats proviennent d'impuretés dissoutes dans l'eau¹³.

Des changements dans la structure de l'eau près d'une interface sont donnés comme théorie possible par W. Drost-Hansen et ses co-auteurs¹⁴. Cette "théorie" n'est pas basée sur un travail pratique sur le TME mais plutôt sur les travaux du Dr. Drost-Hansen et ses associés pour étudier d'autres propriétés d'eau interfaciale structurellement modifiée, dite "eau vicinale". Le Dr. Drost-Hansen présume que l'épaisseur de l'eau vicinale est de 0,1 μm environ. Mais il y a lieu de croire que l'épaisseur est au plus de quelques couches de molécules, c'est-à-dire de 10^{-2} à 10^{-3} plus mince que ne le présume le Dr. Drost-Hansen. La théorie, donc, semble discutable.

Une troisième théorie considère l'unité magnétique comme une anode sacrifiée. L'effet de la méthode, selon ces théories, est considéré comme venant des ions dissous de l'anode qui à son tour a un effet sur la croissance ultérieure du cristal.

La théorie que l'unité magnétique agit comme anode sacrifiée c'est-à-dire qu'elle augmente la concentration de certains ions dans l'eau, est basée sur des connaissances générales de l'effet des oligo-éléments sur la précipitation. Il est bien connu que le taux de précipitation du carbonate de calcium par exemple est nettement affecté par certains ions, même lorsque ceux-ci sont présents en concentrations très faibles. Cet effet doit être interprété dans le contexte du "traitement seuil" dont il est question plus haut. On sait par exemple que $\text{Fe}(3+)$, $\text{Fe}(2+)$, $\text{Mg}(2+)$ et $\text{Zn}(2+)$ ont un tel effet sur la structure calcite du carbonate de calcium. Il est certain que les oligo-éléments sont généralement un facteur important dans l'entartrage, mais cette théorie à elle seule *ne peut pas* expliquer l'effet des unités magnétiques commerciales sur l'entartrage.

Une autre théorie semblable considère l'unité comme anode sacrifiée, produisant un pH local élevé. Il est présumé qu'un pH accru créera une certaine précipitation du carbonate de calcium près de l'anode, produisant des cristaux semences qui entraîneront une précipitation dans l'ensemble de l'eau, réduisant ainsi le tartre formé sur les surfaces métalliques des chaudières, etc. Il est exact qu'un pH accru dans une zone près d'une anode sacrifiée dans des conditions données crée une précipitation. Ce changement de pH, dans la plupart des cas, restera sans effet ou dans les conditions les plus favorables ne donnera qu'une délivrance provisoire du tartre, parce que, d'une part, la zone de pH accru sera relativement étroite, donc la quantité de matière entartrante pouvant précipiter dans cette zone sera négligeable, d'autre part, la précipitation aura surtout lieu sur l'anode même et la rendra inactive.

6.3 Expériences en laboratoire avec le TME

Jusqu'à maintenant aucune mesure basée sur les méthodes chimiques communément acceptées n'a montré un changement chimique dans l'eau produit par le TME. Donc la recherche de méthodes pour étudier les effets reproductibles du champ magnétique sur une solution salée se développe depuis quelques années. Dans nos laboratoires nous avons choisi d'étudier les phénomènes dépendant du temps, le taux de précipitation, par exemple. Ce taux a été étudié pour l'eau traitée magnétiquement et non traitée.

Nous allons discuter de trois expériences réalisées dans nos laboratoires. Nous espérons que celles-ci vont élargir l'acceptation de la méthode et constitueront un pas vers une théorie pour expliquer l'effet observé, c'est-à-dire qu'un champ magnétique de 1.000–10.000 gauss entraîne des changements significatifs dans de l'eau naturellement dure et avec un effet "mémoire".

F. Ellingsen et H. Kristensen ont mesuré l'effet du TME sur le taux de précipitation du carbonate de calcium dans de l'eau naturellement dure¹⁵. Traitée magnétiquement, l'eau a été placée dans le laboratoire pendant 10 minutes pour juger de l'existence de l'effet mémoire. De l'hydroxyde fut ajoutée pour obtenir une supersaturation. Un électro-aimant avec résistance du champ variant de 0 à 10.000 gauss fut employé. Nous avons trouvé:

1. Le taux de précipitation dépendait de la résistance du champ magnétique—voir Fig. 3A. (Page 16)
2. Un point critique a été déterminé: en-dessous d'un pH donné le taux de précipitation augmentait, tandis que pour un pH plus élevé, le taux diminuait—voir Fig. 3B (Page 16). Nous pensons maintenant qu'il est possible d'associer le point critique avec le point où le potentiel zéta passe au zéro. Le potentiel zéta est le potentiel entre la couche double d'ions entourant une particule en solution et la solution elle-même.
3. Le taux de précipitation était contrôlé superficiellement.
4. Un lien entre l'effet du TME, la turbidité (visibilité réduite dans l'eau à cause des substances suspendues) et la teneur en oxygène fut établie. L'effet augmentait avec une turbidité accrue et une teneur plus grande d'oxygène.

Dans la deuxième expérience, de l'eau, légèrement supersaturée avec du carbonate de calcium, circulait à travers une cellule de cristal. Le centre de la cellule était en verre. De l'eau passait lentement à travers une ouverture (4mm) entre deux plaques de verre constituant la plaque supérieure et la plaque inférieure. La précipitation était initiée soit par une nucléation hétérogène sur la plaque inférieure ou par des noyaux "tombant" simplement de la solution sur la plaque inférieure (noyaux formés sur des impuretés). La croissance de cristal sur la plaque inférieure fut étudiée et des images prises avec un microscope à lumière—voir Fig. 4 (Page 17). Un électro-aimant avec une résistance de champ de 0 ou 10.000 gauss fut utilisé pour traiter la solution. Le traitement se faisait juste avant l'entrée de la chambre de croissance.

La Fig. 4 montre que l'on trouve moins de cristaux dans l'eau traitée 10.000 gauss) que dans l'eau non traitée, ceci d'après les résultats de deux expériences comparables. Le traitement encourage la formation de calcite, tandis qu'une croissance plus complexe de cristal se trouve dans l'eau non traitée, cette dernière

paraissant avoir une "tête" de calcite et une "queue" de cristaux en forme d'aiguilles semblables à l'aragonite.

Finalement nous évoquons une expérience où le taux de solubilité du carbonate de calcium est mesuré. Une électrode sélective d'ions est utilisée pour mesurer la concentration en calcium. La suspension de carbonate de calcium circule en circuit fermé de sorte que la solution passe trois fois par minute en moyenne sur le champ magnétique. Des concentrations contrôlées de divers sels sont ajoutées pour étudier l'effet des impuretés. Des champs de 0 et de 10.000 gauss sont utilisés à tour de rôle. La Fig. 5 (Page 18) montre un résultat caractéristique. On peut nettement voir la différence entre la solution traitée et la solution non traitée.

7. Conclusion

Nous pensons que le TME change les propriétés soit de la surface soit de la couche double entourant les particules colloïdales. Toutes nos expériences semblent renforcer cette hypothèse.

Le taux de précipitation et la solubilité sont, parmi d'autres facteurs, dépendants de la surface disponible entre le cristal en croissance et le solvant. En pratique, une partie de la surface est souvent bloquée par l'adsorption d'impuretés (comme il a déjà été dit). Ceci limitera "l'accès" à la surface et changera donc la cinétique superficielle.

Dans l'étude de la précipitation, il est clairement démontré que le champ magnétique change le taux de précipitation superficiellement contrôlé. Nous avons aussi pu associer l'effet du champ magnétique avec la turbidité et le potentiel zéta de la calcite. De plus, une analyse préliminaire de l'expérience sur la solubilité indique que le TME modifie ce qui est appelé plus haut "accès" à la surface. Tous ces résultats renforcent notre hypothèse.

La tendance, que nous avons trouvée, que l'eau traitée facilite la formation de calcite, a été récemment confirmée dans les travaux présentés par le Dr. Kyzling et ses collaborateurs¹⁶. Le mécanisme correspondant n'est pas totalement expliqué.

Remerciements

Je remercie le Royal Norwegian Council of Science and Technology et Olaf Fjeldsend A/S pour avoir rendu possible le travail expérimental que j'ai fait. Je remercie aussi Mr. Oivind Bjornen pour ses critiques utiles lors de la préparation de ce document.

Eilen Arctander Vik, Research Engineer Norwegian Institute for Water Research.

"TREATMENT OF POTABLE WATER CONTAINING HUMUS BY ELECTROCOAGULATION FOLLOWED BY FILTRATION"

Approximately 95% of the Norwegian population use surface waters for drinking water and 25% of the population are served by small waterworks. Surface waters in Norway are mostly coloured due to aquatic humus, and coagulation is the most important treatment method. Investigation of several small treatment plants with coagulation shows that there are considerable difficulties involved in regulating pH and Al-dosing.

Electrocoagulation with aluminium electrodes has been studied to simplify the operation of small water treatment plants. Electrocoagulation is the mixing process of the Al-ions/Al-hydroxides, created by electrolysis, with the water to be treated. The principles

involved in the process and the type of cell used in these experiments are described in Fig. 1.

Surface water with colour varying between 30 and 150 mg Pt/l and pH between 4,5-6,5 have been treated resulting in colours below 5 mg Pt/l and pH between 6,0 and 8,0. Fig. 2 shows residual total organic carbon concentrations (TOC) for various waters as a function of the electrical charge applied to the cell. The Al-dosage has been calculated based on Faraday's law:

$$Wc \text{ (mg Al dissolved)} = \frac{I \cdot t \cdot M \cdot 10^3}{Z \cdot F}$$

$$I \cdot t = \text{Charge (Coulombs)}$$

- Z = Charge of Al, here: 3
- M = Molecular weight, here: 27
- F = Faraday's constant, 96 500

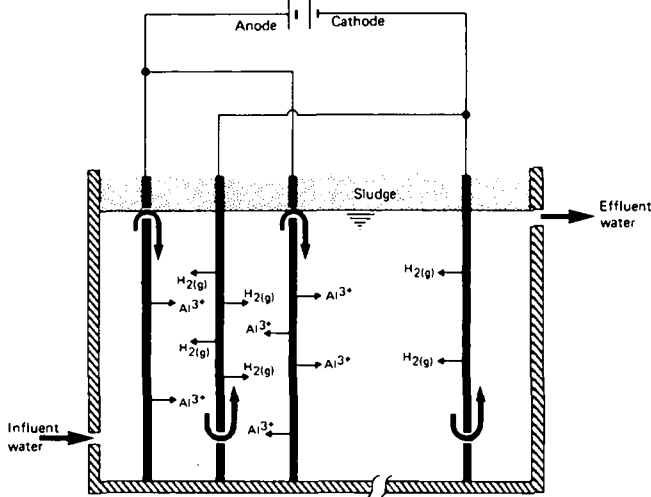


Fig. 1. The principles involved in electrocoagulation. Characteristics of the cell used: 4 Al-sheets with 2,5mm distance, each side a surface area of 283 cm², treating 10l/h water (2,5 min. detention time). Applied voltage: 1 → 12 V.

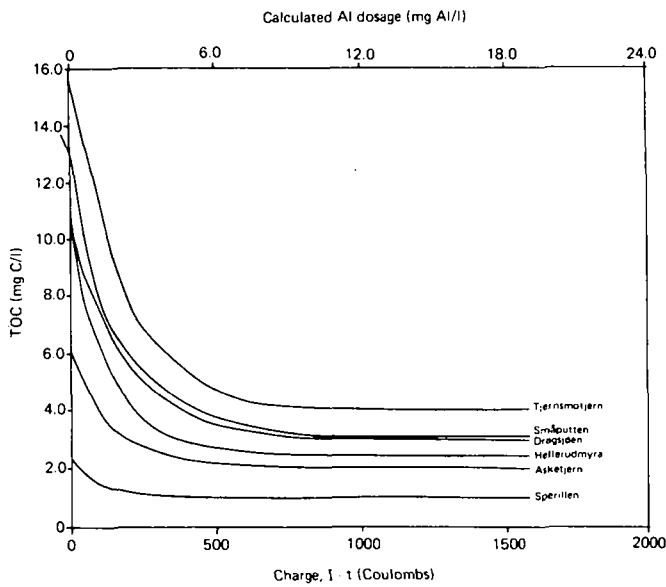


Fig. 2. Residual TOC as a function of Al-dosage.

The pH of one of the waters (Tjernsmotjern) has been adjusted between 2,0 and 6,9 in order to study the sensitivity of pH on the process. Fig. 3 illustrates that at pH between 3,9 and natural water of pH 6,0 there is no influence on the efficiency of the coagulation process.

The efficiency of the current was evaluated by weighing the Al-electrodes before and after each experiment and comparing the Al dissolved from the anode with the theoretically calculated amount of Al dissolved, see Fig. 4. The efficiency was very high and various water temperatures did not seem to have any significant influence on the Al-dissolution process.

In experiments using raw water with a pH of 6, the electrolysis reaction was found to develop a pH profile with more than 2,5pH units between the two electrodes. At the cathode, the hydrogen gas formation resulted in a pH of 8,5, which resulted in chemical

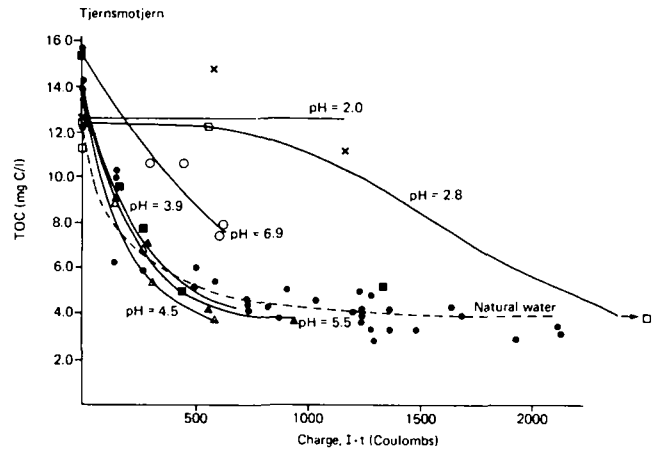


Fig. 3. The efficiency of the coagulation process for various pH on the raw water.

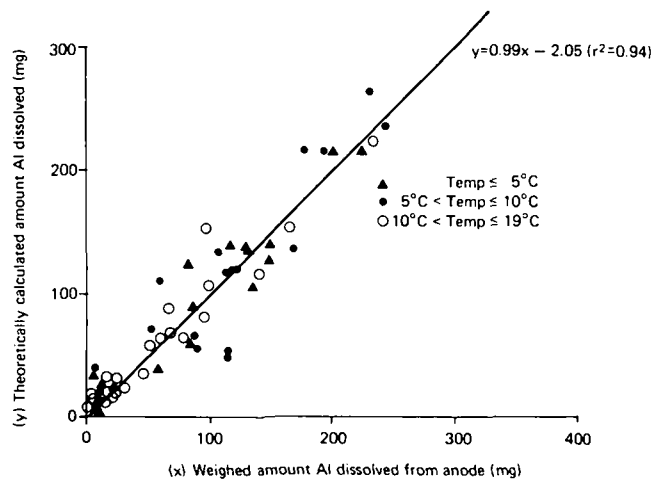


Fig. 4. Relationship between theoretical and practical dissolution of Al at different temperatures.

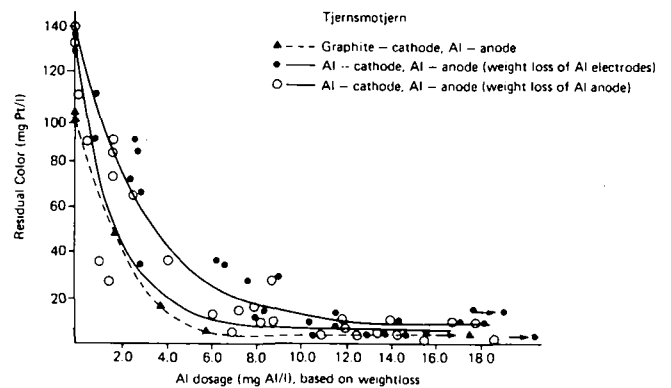


Fig. 5. The influence of the aluminium dissolved from the cathode, on the coagulation process.

dissolution of aluminum. Experiments using a graphite cathode verified the hypotheses that Al dissolved at such a high pH do not improve the coagulation process, (Fig. 5).

The applied potential to the electrolyser is a sum of the kinetic potential, the mass transfer potential and the potential caused by solution resistance. The latter

$$\eta_{IR} = I \cdot \left(\frac{d}{A \cdot \chi} \right)$$

can be minimized by short distance between the Al-plates (d) by large surface area (A) and by high specific conductivity, (χ). The measured potential is in Fig. 6 presented as a function of the calculated IR-drop, η_{IR} ,

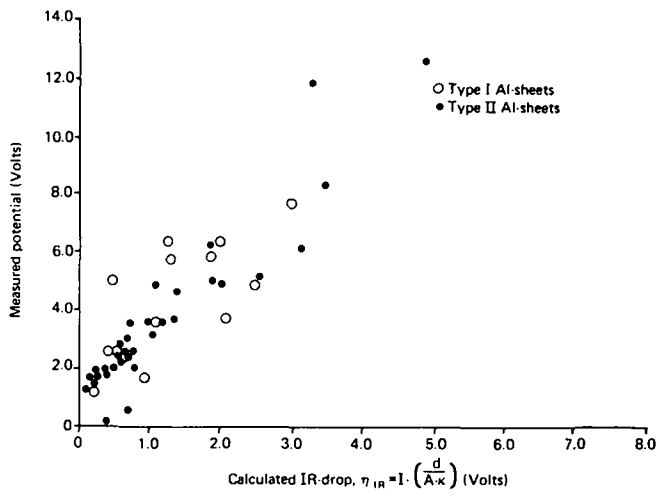


Fig. 6. Measured potential as a function of the potential due to solution resistance.

showing a linear relationship and a limiting potential when η_{IR} reaches zero. Two different Al compositions on the Al-sheets showed no specific influence.

The results so far are very promising and a pilot scale plant, treating 700l/h, is for the moment in operation, (Fig. 7). Calculations of chemical costs comparing Al-sulphate + NaOH with Al-sheets + current, indicates no essential difference in this respect.

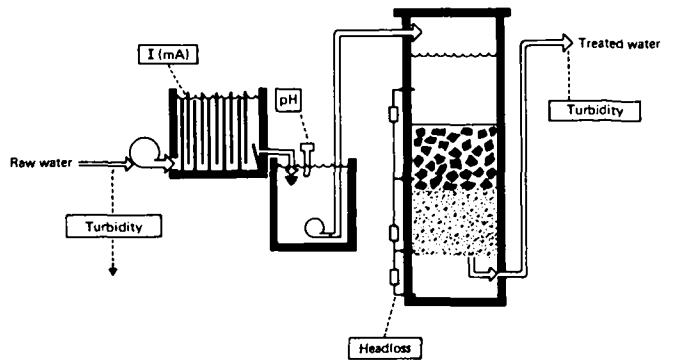


Fig. 7. Pilot scale equipment in use.

Filtration in drinking water and waste water treatment

La filtration des eaux potables et usées

Revised and Edited for Continuity Water Supply

Authors: H. Gros & J. C. Ginocchio (Switzerland)
Auteurs: Dr. M. Boller (Switzerland)
 J. Rozkydalek & I. Tesarik (Czechoslovakia)
 J. Sibony (France)
Leading Contributors: Dr. K. Haberer (Germany)
 Dr. D. G. Stevenson (UK)
Contributeurs Principaux:

H Gros and J. C. Ginocchio, Suisse.

(THE POSSIBILITIES OF FLOCCULATION-FILTRATION IN THE TREATMENT OF SURFACE WATERS AND THE REUSE OF WASTE WATER)

Summary

The authors describe the performance of the flocculation-filtration process using multi-layer filters by reference to the results obtained in a number of plants already built or under construction following pilot tests. The topics include the treatment of potable water, the treatment of river water prior to its reinjection into groundwater, phosphate removal and the possibility of reusing purified waste water for industrial purposes, for irrigation or for reinjection into the groundwater. The authors show how the depths of the filter layers have been optimized in relation to the various filtration and flocculation parameters, and they describe the influence of these parameters on the efficiency of the plant in terms of filtration time, head loss, bacteriological quality of the water obtained, and the removal of suspended solids, phosphates, discoloration and organics.

The performance of the process and the range of applications

The addition of a flocculant to water before it flows through a granular filter medium is not merely a way of improving the efficiency of the filter in removing suspended solids. On the contrary, it transforms filtration into a process of greatly increased potential and capabilities. The process is made more flexible to

effect the removal of organic and inorganic substances present in solution or colloidal form.

The technique can be used for direct filtration, i.e. without the need for a preliminary flocculation-clarification stage, and this reduces the global quantities of flocculant required. This results in substantial savings in capital and operating costs, e.g. in the treatment of surface water (river or lake water) to produce drinking water¹⁻⁴ or for recharging the groundwater supply⁵.

Flocculation-filtration also opens the door for new applications like the removal of phosphates from surface waters^{6,7} or waste water⁸ in order to combat the eutrophication of lakes or the intensive purification and polishing of waste water (Figs 1 and 2) (Page 5). It then becomes a process worth considering when the water is to be reused for industrial purposes⁹, for irrigation¹⁰ or for reinjection into the groundwater¹¹.

Mechanisms and optimization

Depending on the raw water and the parameters of the flocculation-filtration process, we find entirely different retention phenomena taking place within the filter medium.

This is illustrated in Fig. 3 (Page 6) which shows the results of filtration applied to a purified water artificially loaded with organics (microorganisms, activated sludge: A curves) and with inorganic substances

Table 1. Characteristic performance data for treatment plant using the flocculation-filtration method

Type of water	Process/aims	Location	Parameter	Raw water	Purified water	Reference
Lake water	direct filtration + O ₃ (drinking water)	Bienne (Switzerland)	SS (g/m ³) KMnO ₄ (g/m ³)	5 7.5	0.5 3.5	(1)
River water	direct filtration drinking water	La Comté (Guyanne)	SS (g/m ³) KMnO ₄ (g/m ³)	10-30 27.3	<1 8.9	(2) (3)
River water	direct filtration drinking water	Spain	SS (g/m ³) KMnO ₄ (g/m ³)	60-80 37	<1 9.7	(4)
River water	direct filtration recharging of groundwater	Geneva (Switzerland)	SS (g/m ³)	150-200	0.3	(5)
Lake water	phosphate removal	Beelizhof (Berlin)	P _{tot} g/m ³	0.4	0.01	(7)
Waste water after biological purification	phosphate removal and intensive purification	Uster (Switzerland)	SS g/m ³ P _{tot} g/m ³	15-20 0.6	≤3 0.1	
Waste water after biological purification	phosphate removal and intensive purification (pilot tests during overload period)	Winterthur (Switzerland)	SS g/m ³ COD g/m ³ P _{tot} g/m ³	39 90 4.1	4.8 41 0.8	(8)

(kaolin),¹² so simulating to some extent water loaded with inorganic alluvial matter (curves B–D). These inorganic particles (0.5–10 μm; 50% of the mass are ≤ 2 μm) of approximately one micrometre are particularly difficult to remove. This is apparent from the B curves, where real removal by filtration only occurs after about 40 hours, when a sufficiently large quantity of suspended inorganics has been retained at the surface of the filter, helped in this by the presence of organic particles.

To retain these particles a flocculant must be added (2 g Fe/m³) (C curves). The hydroxide flocs, which have a fairly large volume, are made less sensitive to abrasive forces by the addition of a flocculation additive (or 'polyelectrolyte' = PE: D curves). The suspended solids can then be effectively removed with filter beds of lesser depth. Clearly, the addition of a flocculant completely changes the mechanism of filtration. The voluminous structure and hence the preponderance of the hydroxide flocs has the result that the C and D curves are comparable to those obtained in the flocculation-filtration of biologically purified waste water⁸.

To achieve optimum performance it is necessary that the filtration parameters (granulometry, depth of filter beds, filtering speed) and the flocculation parameters (concentration of the flocculant and any flocculation additive, energy input, reaction time) be perfectly matched to the physico-chemical characteristics of the water and to the suspended solids to be filtered out. As these interact extensively with each other, the decision as to the best possible method of filtration must be worked out anew for each individual case.

Fig. 4 (Page 6) shows, for a particular medium, the results of optimizing the layer depths according to the various parameters affecting the flocculation-filtration of waste water. The method described by Ives¹³ has been applied here to curves analogous to those shown in Fig. 3⁸ obtained in a pilot plant coupled to a computer.

In order to obtain maximum filter loading—maximum cycle time corresponding to minimum wash water requirement—together with a maximum loss of head (P_{lim}), the depth of the filter bed must be small enough to prevent P_{lim} from being exceeded, and large enough to prevent rupture of the filter ($C \leq C_{lim}$).

Fig. 4 shows curves $h_p = f(t_p)$ and $h_c = f(t_c)$ indicating the depths of bed and the corresponding filtration times at which the limit values P_{lim} and C_{lim} are exceeded with curves similar to those shown in Fig. 3. The area of the graph (Fig. 4) corresponding to filter operation within the specified limits lies below the $h_p = f(t_p)$ curves and above the $h_c = f(t_c)$ curves. The optimum depth corresponds to the point of intersection of the two curves h_p and h_c and represents the maximum filtration cycle.

Fig. 4 shows that the choice of deep filter beds leads to flexible filter operation. For example, under certain operating conditions, e.g. $V_L = 10$ m/h, it is possible to work with or without a small addition of PE and, if PE is added, to tolerate heavy peak flow rates through the filter (up to more than 20 m/h).

Multi-layer filtration

Where a very high efficiency in the removal of suspended solids (SS) is demanded, the filter must contain a layer of a medium having a very fine grain size (dia. ≤ 1 mm) if the smallest particles and flocs are to be removed without an inordinate increase in the depth of the filter. However, the direct filtration by such a fine medium of fairly large quantities of suspended solids would very quickly lead to surface clogging and therefore to excessive wash water requirements.

Combination of this medium in a multi-layer filter with

coarser layers on top not only overcomes this difficulty but also offers a whole range of accompanying advantages.

As one of the preconditions for achieving a reliably high level of efficiency is down-flow filtration, it is of course necessary to select multi-layer media of densities which result in their separation during the counterflow washing of the filter. One possible combination comprises:

	Granulometry (mm)	Density (g/cm ³)
Pumice	2.5–3.5	1.1
Hydro-anthracite	1.5–2.5	1.4
Quartz sand	0.6–1.2	2.4

The depth of the top layers is determined by reference to graphs similar to those shown in Fig. 4 so as to prevent too great a quantity of suspended solids from getting through to the fine sand and to prevent the latter from contributing excessively to the head loss in the filter. In this way a graduated efficiency is achieved over the whole depth of the filter. The technique also contributes to the permanent provision of sufficiently ample paths through the filter mass to ensure that the head loss is kept within bounds even when large amounts of suspended solids are retained over the whole depth of the filter. An example which clearly demonstrates this action is provided by the curves in Fig. 5 (Page 6) obtained when applying flocculation-filtration to the river water⁴ using a 3-layer filter. The curves shown were obtained after 24 h filtration at 6 m/h.

The depth of each of the layers of filter media (pumice, hydro-anthracite, quartz sand) represents 1/3 of the total depth of the filter (Fig. 5). Noticeable is the high efficiency of the SS removal (≤ 1 g/m³ in the water filtered with 1.2 g Al/m³). Although in this case most of the suspended solids removed are inorganic in character, plankton and organics are also eliminated (raw water: 38 g KMnO₄/m³; filtered water: 9 g KMnO₄/m³). These results may be compared with those obtained with river water in Vessy (Geneva, Table 1). Fig. 5 shows clearly how the major portion of the SS is retained in the upper layers of the filter without an excessive increase in the head loss, which rises gradually and is distributed over the whole depth of the filter. It is likewise apparent that an increase in the quantity of flocculant chiefly affects the removal of those particles which are retained with the greatest difficulty by the filter and which are then captured by the bottom layer of the filter without an accompanying increase in the head loss at the top of the filter.

Fig. 6 (Page 7) provides an example of the flexibility obtained in the operation of a multi-layer (here 2-layer) filter when use is made of a top layer of sufficient depth. It is noticeable that for the two filtering speeds of 10 and 20 m/h corresponding to wide fluctuations in the flow rate (daily fluctuations and doubling of the flow rate in rainy weather) encountered in the flocculation-filtration treatment of purified waste water, the filter is active over its entire depth. In both cases, the necessary removal of the suspended solids is amply achieved. The following should be noted:

- At 20 m/h, the efficient filtering action which is well distributed over both filter layers;
- At 10 m/h, the action of the bottom layer in retaining the fine suspended particles remaining after passage through the coarser layer.

When these results are compared with those obtained under identical conditions (Fig. 6) by filtration using a single-layer filter (dia. = 1 mm), we see that surface filtration requires double the area of in-depth filtration in order to obtain similar results. What is more,

surface filtration means that the head losses ΔP cannot be allowed to exceed 1–2m WG, as beyond these values the increase in the head loss becomes exponential over time, thereby robbing the technique of any attraction. The large areas of the filters and the relatively short filtration cycles achieved also result in a high level of wash water consumption if the washing is to be efficient. The point here is that washing requires a quantity of water (and air) which is a function of the area and is reduced by a small amount only when the depth of the filter is diminished. In addition, the cycle times of surface filters are greatly reduced when the concentration of SS in the raw water exceeds 10–20g/m³ and when flocculant is added in amounts larger than, say, 1–2g Fe/m³ with 0.1–0.2g PE/m³.

It is in fact the relatively large pores of the top layer of a multi-layer filter which are well adapted to retaining the hydroxide flocs with their voluminous structure. When surface filtration is applied, the fine pore structure results, unless PE is added, in the flocs being carried through the filter as soon as the speed exceeds 6–7m/h. In the case of in-depth filtration it is possible, thanks to the top layers with their larger pores, to go up to speeds of 10–12m/h without the need to add PE. It is these characteristics of in-depth filtration which give the technique greater flexibility, i.e. sufficiently long filtration cycles and filtered water of stable quality in circumstances where:

- the concentration of suspended solids is sometimes very high;
- the addition of high concentrations of flocculant facilitates the efficient removal of certain substances contained in the water.

Phosphate removal

Plants built recently or in the course of construction (Table 1) have demonstrated that flocculation-filtration is a technique especially well suited to the removal of phosphates. This is due firstly to the fact that the removal of the phosphorus (P) or phosphates is effected in a particularly economic manner by precipitation with salts (e.g. iron salts) and separation of the solids formed, and secondly to the fact that flocculation-filtration is specially effective with regard to the efficiency of the flocculation and the removal of the, even colloidal, suspended particles produced by this operation.

Several processes can be contemplated depending on the concentrations of phosphorus present in the raw water and those to be achieved in the filtrate.

The removal of large quantities of phosphorus (≥ 5 g P/m³) calls for the use of iron in at least stoichiometric proportions. In view of the amount of floc produced, flocculation-sedimentation will then be the most favourable process. On the other hand, when the water contains about 3g P/m³ and values of 0.5–1g P/m³ are required in the filtrate, flocculation-filtration will be the best answer. To obtain very low residual phosphorus concentrations, high Fe/P ratios are needed^{6,8,14}. It would seem that this is due, apart from the precipitation reactions, to certain adsorption mechanisms on the hydroxide flocs. It is then appropriate to treat the water in two stages with:

- a 'favourable' Fe/P ratio to remove 80%+ of the phosphorus in the first stage, e.g. by flocculation-sedimentation;
- a high Fe/P ratio to deal with the phosphorus still present together with intensive removal of the suspended solids, so that by applying flocculation-filtration in the second stage it is possible to obtain residual phosphorus concentrations of well below 0.1g P/m³.

The 2-stage method of treatment is used both for removing phosphates from surface water⁶ and for intensive phosphate removal from effluents. The first treatment plants using this technique (Fig. 1) were built round the Greifensee (near Zürich), as over 80% of the phosphorus content of this lake, in the absence of counter-measures, originated from urban effluents. It is this case of phosphate removal from effluents which we shall use here to present the specific characteristics of these two stages of treatment. In doing so, we shall make use of the results obtained during the official series of trials carried out to establish the basis for the capacity of the extension to be added to the Winterthur (Switzerland) treatment plant (see also Fig. 8 (Page 9)). The pilot filter was operated under actual conditions with filter speeds proportional to the flow-rates handled by the purification plant⁸.

Curve A in Fig. 7 (Page 8) represents the total phosphorus concentrations (P_{tot}) obtained in relation to the iron(III) (Fe) added to produce simultaneous precipitation in the biological aeration tank.

Starting from these values, the B curves represent the P_{tot} concentrations after flocculation-filtration with 1 and 2.5g Fe/m³. This enables us to show by curve D the total quantity of iron used in these two stages in relation to the concentration of P_{tot} obtained after the second stage of phosphate removal. The data show that, to obtain 0.5g P_{tot} /m³, 25g Fe/m³ are required when simultaneous precipitation is used on its own (curve A). If a 2-stage process is used, total amounts of 12 and 8g Fe/m³ are needed (D curves). That corresponds to a saving of iron of 52 and 68% respectively, which is further increased by the possibility of adding more coagulant (Fe) to the filter, e.g. up to 4g Fe/m³, as is practicable when carrying out flocculation-filtration with a multi-layer filter.

Removal of organics

The mechanisms encountered in flocculation-filtration for the intensive removal of, even colloidal, suspended solids which bring into play certain adsorption phenomena on the flocs are also of fundamental importance when it comes to removing the organics. Precipitation or adsorption on ferric salts provides the basis for the removal of humic substances such as are found in the surface waters of many tropical countries^{2,3}.

It is undoubtedly analogous phenomena which result in the high levels of efficiency achieved in the removal of organics when flocculation-filtration is applied to purified effluents. This is demonstrated by the results obtained after filtration of the water discharged by the Winterthur (STEP) purification plant using the pilot plant already referred to. This was equipped with two SULZER 2-layer filters (0.4m² each), the operating parameters of which had been optimized by applying the method described earlier.

By means of a microcomputer it was possible to work with a variable flow rate proportional to that of the STEP plant and to monitor the initiation and performance of the filter washing operation in relation to the load and flow fluctuations. Performance data relating to the removal of suspended solids, COD, BOD and phosphorus were recorded and are shown in Figs 8a–8d (Page 9) for the February 1980 test period.

The most characteristic effect concerns the removal of COD. For 95% of the measurements (cf. (8)—and this is also apparent in the statistical presentation in Fig. 8) ratios of

$$\frac{\Delta \text{COD}}{\Delta \text{SS}} = \frac{\text{COD before} - \text{COD after filtration}}{\text{SS before} - \text{SS after filtration}} \geq 2$$

were obtained, corresponding to an average removal of

40% of the COD. On the other hand, filtration tests without flocculation produced $\Delta\text{COD}/\Delta\text{SS}$ ratios of ≈ 1 with an average 20% removal of the COD and concentrations of suspended solids in the filtrate which were twice as high. This additional removal of 'dissolved' or colloidal substances can only have taken place by adsorption on the flocs during flocculation-filtration.

These results may be compared with recent investigations¹⁵ showing that a substantial proportion of the substances still present in water after biological purification do indeed possess a structure similar to that of the humic compounds mentioned earlier. These substances often stain the effluent and undergo only slow biological degradation. It would therefore seem that their intensive removal, which has been studied¹⁵ in connection with a flocculation-filtration-adsorption treatment, can be achieved in respectable measure by a process of flocculation-filtration (Fig. 8).

Removal of micropollutants and disinfection

The effect of the flocculation-filtration process is also manifest in measures aimed at the specific elimination of certain pollutants present as traces in the water (micropollutants). Its action has, for example, been observed on the concentrations of heavy metals such as lead, zinc, copper and cadmium, which have been reduced by the flocculation-filtration of purified effluent by amounts varying from 60 to over 80%¹⁰, being thereby reduced to a level acceptable in drinking water.

Where waste water is reused for industrial purposes or for irrigation, or where the receiving water is used for aquaculture or recreation, the quantity of bacteria and microorganisms remaining in the water is an important factor which is generally subject to regulations. In most cases disinfection of the water is therefore necessary:

- For example, by injecting biocide to prevent the formation of organic deposits and bacteria in the water circuits used in paper manufacture.
- By chlorination (or possibly ozonation) where the water is to be used for agriculture or discharged into a sensitive marine environment.

Flocculation-filtration is in such cases an effective process by which the microorganisms left behind in a biologically purified effluent can be efficiently captured. We see that in a typical case (Fig. 9) (Page 10) over 80% and 99.9% respectively of the total bacteria and the coliform bacteria are removed. It follows that later disinfection, should this still be necessary, then requires quantities of disinfectant and reaction times which are

reduced by a factor of 2–4 as compared with treatment without filtration¹⁰. Quite apart from the savings which this represents, other undoubted advantages are the reduced risk of secondary reaction products (e.g. chlorinated derivatives) and the diminished quantity of residual disinfectant.

New developments

We have seen that in virtually all the cases described the possibility of increasing the concentration of flocculant used in flocculation-filtration was synonymous with an improvement in the plant performance. This is true of the removal of suspended solids, organics, phosphorus, microorganisms and so on. 2-layer and multi-layer filtration, which is characterized by its ability to tolerate concentrations of suspended particles varying from 30 g SS/m³ up to more than 150 g SS/m³, is especially suitable for dealing with such additions of flocculant.

But flocculation-filtration using a multi-layer filter offers more than a simple combination of flocculation plus filtration through a filter with a great ability for retaining suspended particles. The process involves the whole mechanism of flocculation—requiring accurate evaluation of the energy input and reaction time suitable for flocculation-filtration—which is influenced by hydrodynamic factors, by microturbulence and by the contact between the flocs and the water within the filter media. This fact explains all those instances in which high rates of pollutant removal have been achieved with relatively small quantities of flocculant.

It is in this direction that the most promising developments lie. Multi-layer filtration with its great capabilities and its flexibility of operation has displayed qualities which are certain to be combined with other materials and reagents destined to widen its scope still further. Detailed investigations have, for example, been carried out which show that 'flocculation-biofiltration' results in the intensive removal not only of biologically degradable substances but also of those which are not¹⁶. In other cases, an adsorption stage can be combined and integrated with flocculation-filtration treatment.

Symbols

C	concentration of suspended solids (g/m ³) Co = at filter inlet
h, (h _{max})	maximum depth of filter bed (m)
ΔP	head loss (m WG)
PE	'polyelectrolyte' = flocculation additive
t _F	filtration time (h)
V _L	filtering speed (m ³ /m ² h)
dia.	grain size of filter medium (mm)

H Gros et J. C. Ginocchio, Suisse.

(LES POSSIBILITÉS DE LA FLOCCULATION-FILTRATION POUR LE TRAITEMENT DES EAUX SUPERFICIELLES ET LA RÉUTILISATION DES EAUX USÉES)

Résumé

Les performances de la flocculation-filtration sur filtre multicouche sont présentées à l'aide des résultats de plusieurs installations déjà réalisées ou en réalisation après essais pilotes: préparation d'eau potable, traitement d'eau de rivière en vue de sa réinjection dans la nappe phréatique, déphosphatation et possibilité de réutilisation d'eau usée épurée pour les besoins industriels, l'irrigation ou la réinjection dans la nappe. On montre comment on a optimisé les hauteurs de couches filtrantes en fonction des différents paramètres de la filtration et de la flocculation. On décrit l'influence

de ces paramètres sur le rendement de l'installation: temps de filtration, chute de pression, qualité bactériologique de l'eau obtenue, élimination des matières en suspension, des phosphates, de la couleur, des substances organiques.

Performances accrues et utilisations variées

L'addition de floculant en amont d'une filtration sur matériaux granuleux n'est pas seulement une façon d'augmenter les rendements d'élimination des matières

Tableau 1. Performances caractéristiques d'installation de traitement par floculation-filtration

Type d'eau	Procédé/Objectifs	Localité	Paramètre	eau brute	eau purifiée	référence
eau de lac	Filtration directe + O ₃ (eau potable)	Bienne (Suisse)	M.S. (g/m ³) KMnO ₄ (g/m ³)	5 7.5	0.5 3.5	(1)
eau de rivière	Filtration directe eau potable	La Comté (Guyanne)	M.S. (g/m ³) KMnO ₄ (g/m ³)	10-30 27.3	<1 8.9	(2) (3)
eau de rivière	Filtration directe eau potable	Espagne	M.S. (g/m ³) KMnO ₄ (g/m ³)	60-80 37	<1 9.7	(4)
eau de rivière	Filtration directe réalimentation de nappe	Genève (Suisse)	M.S. (g/m ³)	150-200	0.3	(5)
eau de lac	Déphosphatation	Beelizhof (Berlin)	P _{tot} g/m ³	0.4	0.01	(7)
Eau usée après épuration biologique	Déphosphatation et épuration poussée	Uster (Suisse)	M.S. g/m ³ P _{tot} g/m ³	15-20 0.6	≤3 0.1	
Eau usée après épuration biologique	Déphosphatation et épuration poussée (Essais pilote pendant période de surcharge)	Winterthur (Suisse)	M.S. g/m ³ DCO g/m ³ P _{tot} g/m ³	39 90 4.1	4.8 41 0.8	(8)

en suspension, elle fait de la filtration un procédé dont les possibilités et les performances sont largement accrues: la flexibilité d'emploi est agrandie et l'on atteint, par précipitation ou par adsorption sur les floes, une élimination de matières dissoutes et colloïdales, organiques ou minérales.

L'utilisation en filtration directe, c'est à dire sans la nécessité d'une floculation-décantation préliminaire et ainsi avec de moindres quantités globales de floculant, devient possible. Ceci amène d'importantes économies en frais d'investissement et d'exploitation, par exemple lors du traitement d'eaux superficielles (rivière, lac) dans le but d'une production d'eau potable¹⁻⁴ ou d'une réalimentation de la nappe phréatique⁵.

La floculation-filtration permet d'autre part de nouveaux cas d'application tels que la déphosphatation d'eaux superficielles⁶⁻⁷ ou d'eaux usées⁸—afin de lutter contre l'eutrophisation de lacs—ainsi que l'épuration poussée et le polissage des eaux usées (Fig. 1 et 2). Elle devient alors un procédé à considérer lors d'une réutilisation de l'eau pour les besoins industriels⁹, l'irrigation¹⁰ ou la réinjection dans la nappe¹¹.

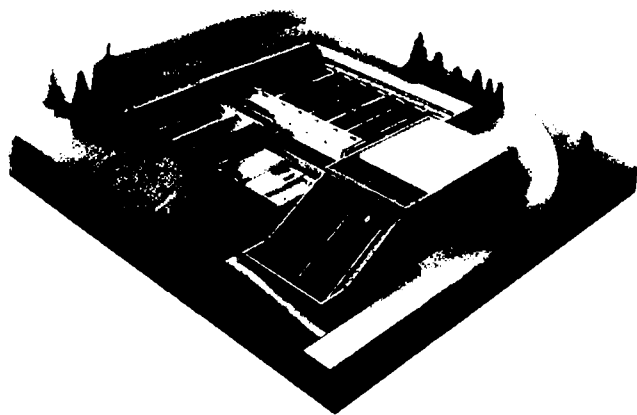


Fig. 1. La floculation-filtration en tout que 4. étape d'épuration pour la ville de Berne (en cours de réalisation)

Mécanismes et optimisation

Suivant l'eau brute et les paramètres de la floculation-filtration, on assiste cependant à des phénomènes de rétention totalement différents au sein de la masse filtrante.

Ceci est représenté en Fig. 3 à l'aide des résultats de filtration d'une eau usée épurée, chargée artificiellement soit de matières organiques (microorganismes, boues



Fig. 2. 4. Etape d'épuration à Uster près du Greifensee (ZH, Suisse) Un des 8 filtres est ici en phase de lavage air + eau.

activées, profils A), soit de matières minérales (kaolin)¹² simulant ainsi en quelque sorte une eau chargée d'alluvions minéraux (profils B-D). Ces particules minérales (0.5-10 μm; 50% de la masse sont ≤ 2 μm) de taille proche du μm sont particulièrement difficiles à éliminer: on le remarque sur les profils B, où une véritable élimination par filtration n'a lieu qu'après 40 h environ, lorsqu'une quantité suffisamment grande de matières en suspensions minérales a été retenue en surface du filtre, aidée en cela par la présence de particules organiques.

Une addition de floculant (2 g Fe/m³) est nécessaire pour retenir ces particules (profils C). Les floes d'hydroxydes qui sont relativement volumineux sont rendus moins sensibles aux forces d'abrasion par l'addition d'un adjuvant de floculation (ou "polyélectrolyte" = PE; profils D). Une bonne élimination des matières en suspension peut alors être obtenue pour des hauteurs de lit filtrant moins grandes. On voit que l'addition de floculant modifie complètement les mécanismes de la filtration. La structure volumineuse et ainsi la prépondérance des floes d'hydroxyde fait en sorte que les profils C et D sont comparables à ceux obtenus lors de la floculation-filtration d'eaux usées épurées biologiquement⁸.

L'atteinte de performances optimales demande une parfaite adaptation des paramètres de la filtration (granulométrie, hauteur des couches filtrantes, vitesse de passage) et des paramètres de la floculation (concentrations du floculant et ev. de l'adjuvant de floculation, apport d'énergie, temps de réaction) aux qualités physico-chimiques de l'eau et des matières en suspensions à filtrer. Comme leurs interactions

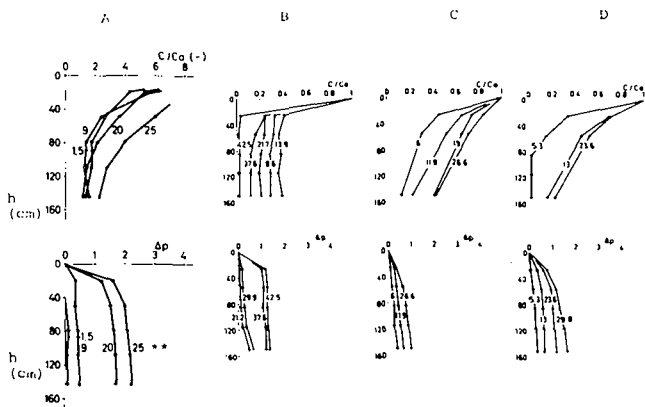


Fig. 3. Profils types des concentration et des pressions lors de la filtration sur filtre monocouche (granulométrie moyenne) d'eau usée épurée après addition de matières organiques ou minérales.

réciroques sont importantes, le développement d'un concept optimal de filtration doit être effectué à nouveau pour chaque cas différent se présentant.

La Fig. 4 présente, pour un matériau donné les résultats de l'optimisation des hauteurs de couche en fonction de différents paramètres lors de la floculation-filtration d'eaux usées. C'est la méthode décrite par Ives¹³ qui a été appliquée ici à des profils analogues à ceux de la Fig. 3⁸, obtenus dans un pilote couplé à un ordinateur:

Afin d'obtenir une charge maximale d'un filtre—durée de cycle maximum correspondant à un besoin minimum en eau de lavage—avec une chute de pression maximale (P_{lim}), la hauteur du lit filtrant doit être assez faible de façon à éviter tout dépassement de P_{lim} et assez haute de façon à éviter une crevasion du filtre ($C \leq C_{lim}$).

La Fig. 4 représente les courbes $h_p = f(t_p)$ resp. $h_c = f(t_c)$, indiquant hauteurs de couche et temps de filtration correspondants pour lesquels les valeurs limites P_{lim} resp. C_{lim} sont dépassées dans les profils similaires à ceux de la Fig. 3. La zone du diagramme (Fig. 4) permettant une opération du filtre à l'intérieur des valeurs limites fixées, se trouve en dessous des courbes $h_p = f(t_p)$ et au-dessus des courbes $h_c = f(t_c)$. La hauteur optimale se situe à l'intersection de deux courbes h_p et h_c et correspond à une durée de filtration maximale.

La Fig. 4 montre que le choix de hauteurs de couches élevées permet une opération flexible d'un filtre: on a

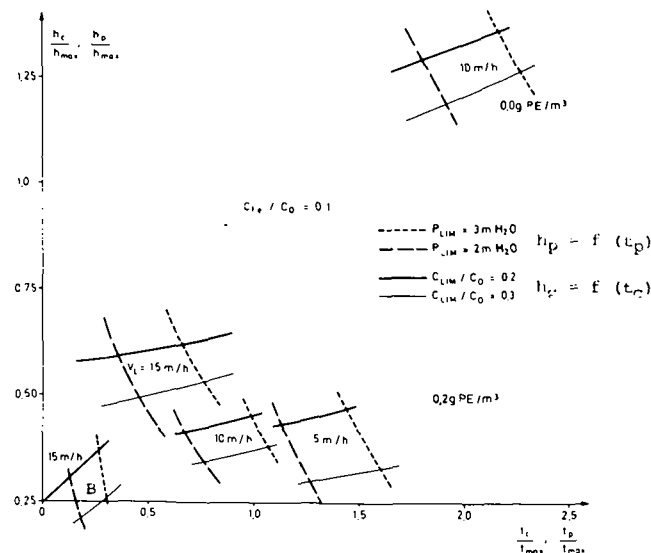


Fig. 4. Optimisation des hauteurs de couche pour la floculation-filtration d'eaux usées (sable de quartz $\phi = 2-3$ mm; courbes B $\phi = 1-1.5$ mm)

ainsi la possibilité pour certains régimes par ex. $V_L = 10$ m/h de procéder sans ou avec faible addition de PE et lors de l'addition de PE il sera d'autre part possible de tolérer de fortes pointes de débit sur le filtre (jusqu'à plus de 20 m/h).

Filtration multicouche

Lorsqu'un rendement très élevé d'élimination des matières en suspension (M.S.) est demandé, la présence dans le filtre d'une couche de matériau de granulométrie fine ($\phi \leq 1$ mm) est nécessaire si l'on veut atteindre l'élimination des particules et floes les plus fins sans pour autant devoir augmenter exagérément la hauteur du filtre.

Filtrer des quantités relativement importantes de M.S. directement sur un matériau si fin conduirait cependant très rapidement à un blocage en surface et donc à des besoins en eau de lavage excessifs.

La combinaison en filtre multicouche avec des couches supérieures de granulométrie plus grossières permet non seulement de palier à cet inconvénient, mais offre en outre toute une série d'avantages complémentaires.

Une des conditions à l'atteinte fiable de hauts rendements étant de procéder à la filtration de haut en bas, la densité des matériaux d'un filtre multicouche doit bien sûr être choisie de façon à rendre possible un classement des couches lors de leur lavage à contre courant; une combinaison possible est p. ex.:

	Granulométrie (mm)	Densité (g/cm ³)
Pierre ponce (pumice)	2.5 à 3.5	1.1
hydroantracite	1.5 à 2.5	1.4
sable de quartz	0.6 à 1.2	2.4

La détermination des hauteurs des couches supérieures se fait à l'aide de diagrammes analogues à ceux de la Fig. 4, de façon à limiter l'apport excessif de M.S. dans la couche fine de sable, et d'éviter que celle-ci ne contribue pas trop à l'élévation de la chute de pression dans le filtre. On obtient alors une efficacité progressive répartie sur toute la hauteur de filtre: ceci contribue à laisser toujours libres des espaces de cheminement assez larges dans la masse filtrante de telle sorte que l'élévation de la chute de pression reste réduite, même pour de grandes quantités de M.S. retenues sur toute la hauteur du filtre. Un exemple démontrant bien cette action est donné par les profils

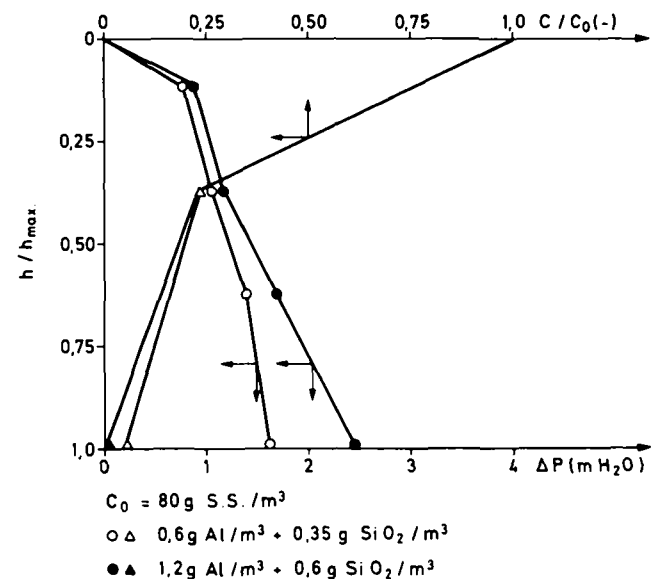


Fig. 5. Profils de concentration (M.S.) et pressions lors de la floculation-filtration d'une eau de rivière en Espagne (voir aussi Tab. 1)

obtenus lors de la floculation-filtration d'eau de rivière⁴ sur un filtre tricouche représenté en Fig. 5; les profils y ont été obtenus après 24 h de filtration à 6 m/h.

La hauteur de chacune des couches de matériau filtrant (Ponce, Hydroantracite, sable de quartz) représente respectivement 1/3 de la hauteur totale du filtre (Fig. 5). On remarquera le haut rendement d'élimination des M.S. ($\leq 1\text{g}/\text{m}^3$ dans l'eau filtrée avec $1.2\text{g Al}/\text{m}^3$). Bien que la plus grande partie des M.S. éliminés ici soit de nature minérale, il y a eu aussi élimination de plancton et matière organique (eau brute = $38\text{g KMnO}_4/\text{m}^3$; eau filtrée = $9\text{g KMnO}_4/\text{m}^3$). Ces résultats peuvent être rapprochés de ceux obtenus avec de l'eau de rivière à Vessy (Genève; Tab. 1). La Fig. 5 montre bien comment la plus grande partie des M.S. est retenue dans les couches supérieures du filtre et ceci sans augmentation excessive de ΔP , dont la croissance est progressive et répartie sur toute la hauteur du filtre. On voit également qu'une augmentation de la quantité de floculant agit surtout sur l'élimination des particules qui sont le plus difficilement retenues par le filtre et qui se trouvent alors arrêtées dans la couche inférieure du filtre, sans qu'il y ait augmentation de ΔP dans le haut du filtre.

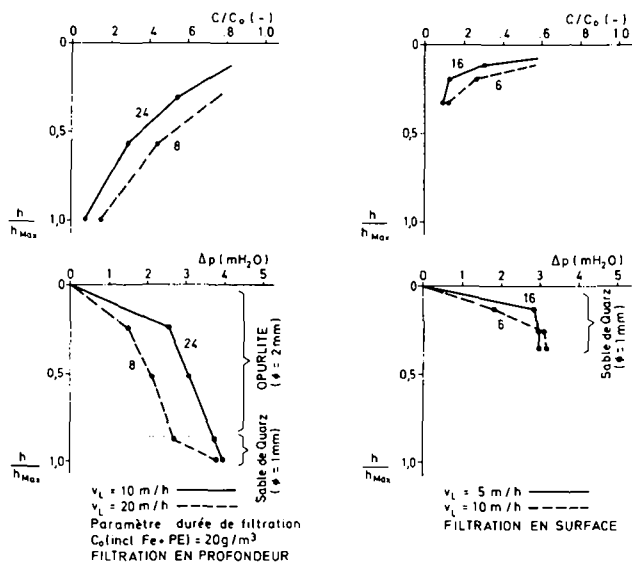


Fig. 6. Profils de floculation-filtration d'une eau usée épurée; comparaison entre filtration en profondeur et filtration en surface.

La Fig. 6 donne un exemple de la flexibilité obtenue dans l'exploitation d'un filtre multicouche (ici bicouche) lorsque l'on utilise une couche supérieure de hauteur suffisamment importante. On voit que pour les deux vitesses de passage de 10 et 20 m/h correspondant aux fortes variations de débit (variations journalières et doublement du débit par temps de pluie) rencontrées lors de la floculation-filtration d'eaux usées épurées, le filtre est actif sur toute sa profondeur. Dans les deux cas on obtient largement l'élimination des M.S. nécessaire. On peut remarquer:

- à 20 m/h l'action efficace de filtration bien répartie sur les deux couches filtrantes
- à 10 m/h l'action de la couche inférieure dans la rétention des fines particules de M.S. restant encore après la couche plus grossière.

Lorsque l'on compare ces résultats à ceux obtenus dans des conditions, identiques (Fig. 6) par filtration sur filtre monocouche ($\phi = 1\text{mm}$), on constate que la filtration en surface exige une surface double de celle de la filtration en profondeur pour atteindre des performances similaires à celle-ci. La filtration en surface exige en outre de ne pas dépasser des chutes de

pression ΔP supérieures à 1 à 2 m H₂O car au delà de ces valeurs, l'augmentation de ΔP devient exponentielle avec le temps ce qui leur enlève toute attractivité. Les grandes surfaces de filtres et les cycles de filtration relativement courts que l'on obtient conduisent aussi à de grandes consommations d'eau de lavage, pour autant que l'on exige un lavage efficace; celui-ci en effet exige une quantité d'eau (et d'air) qui est fonction de la surface et ne diminue que peu lorsque la hauteur du filtre diminue. Les durées de cycle de la filtration en surface sont également fortement réduites lorsque la concentration en M.S. de l'eau brute dépasse 10 à 20 g/m³ en lorsque l'on procède à une addition de floculant supérieure par exemple à la 1 à 2 g Fe/m³ avec 0.1 à 0.2 g PE/m³.

En effet, ce sont les pores relativement larges de la couche supérieure d'un filtre multicouche qui sont bien adaptés à la rétention des floccs d'hydroxyde de structure volumineuse. Lors d'une filtration en surface la structure fine des pores fait que si l'on n'ajoute pas de PE les floccs sont entraînés à travers le filtre dès que la vitesse dépasse 6 à 7 m/h. Grâce aux couches supérieures à pores plus larges il est possible, dans la filtration en profondeur, d'aller jusqu'à 10 à 12 m/h sans que l'addition de PE soit nécessaire. Ce sont ces qualités de la filtration en profondeur qui permettent aussi une plus grande flexibilité c'est à dire des cycles de filtration suffisamment longs et des qualités d'eau filtrée stables dans les cas où:

- la concentration en M.S. est parfois très élevée
- une addition de concentrations élevées de floculant permet une élimination efficace de certaines substances contenues dans l'eau.

Déphosphatation

Des réalisations récentes ou en cours (voir tab. 1) ont montré que la floculation-filtration était un procédé particulièrement bien adapté à la déphosphatation. Ceci est à trouver d'une part dans le fait que l'élimination du phosphore (P) resp. des phosphates est réalisée de façon particulièrement économique par précipitation avec des sels par exemple de fer et séparation des solides ainsi obtenus, et d'autre part dans le fait que la floculation-filtration est particulièrement performante en ce qui concerne l'efficacité de la floculation et l'élimination des matières en suspensions même colloïdales ainsi formées.

Suivant les concentrations en phosphate que l'on rencontre dans l'eau à traiter et celles que l'on doit atteindre dans l'eau filtrée, il est possible de concevoir plusieurs procédés.

L'élimination de grandes quantités de phosphore ($\geq 5\text{g P}/\text{m}^3$) exige une quantité au moins stœchiométrique de fer; en raison de la quantité de floccs produits, c'est une floculation-décantation qui sera alors la mieux adaptée. Lorsqu'au contraire on a une eau avec ca. $3\text{g P}/\text{m}^3$ et que l'on doit atteindre des valeurs de 0.5 à 1 g P/m³ dans l'eau produite, c'est une floculation-filtration qui sera la solution optimale.

Pour obtenir des concentrations très basses en phosphore résiduel de hauts rapports Fe/P sont nécessaires^{6,8,14}; ceci est dû, semble-t-il, à côté des réactions de précipitation, à certains mécanismes d'adsorption sur les floccs d'hydroxyde. On a alors intérêt à procéder en deux étapes de traitement avec:

- un rapport Fe/P "favorable" pour éliminer jusqu'à plus de 80% du phosphore dans une première étape, par exemple par floculation-décantation.
- un rapport Fe/P élevé sur le phosphore encore présent ainsi qu'une élimination poussée des matières en suspension permettant avec la floculation-filtration en deuxième étape d'atteindre

des concentrations en phosphore résiduel bien inférieures à 0.1 g P/m³.

Cette façon de procéder en 2 étapes se retrouve aussi bien dans la déphosphatation d'une eau superficielle⁶ que dans la déphosphatation poussée des eaux usées. Les premières stations d'épuration (Fig. 1) fonctionnant ainsi ont été réalisées autour du Greifensee (près de Zurich) car la charge en phosphore de ce lac proviendrait si l'on ne prenait aucune mesure à plus de 80% d'effluents urbains. C'est ce cas de la déphosphatation des eaux usées qui va servir ici à présenter les caractéristiques spécifiques de ces deux étapes de traitement. On utilise à cet effet des résultats obtenus lors de la campagne officielle d'essais effectuée pour déterminer les bases de dimensionnement de l'extension de la station d'épuration de Winterthur (Suisse) (voir aussi Fig. 8): le filtre pilote a été opéré en conditions réelles avec des vitesses de passages proportionnelles aux débits de la station d'épuration⁸.

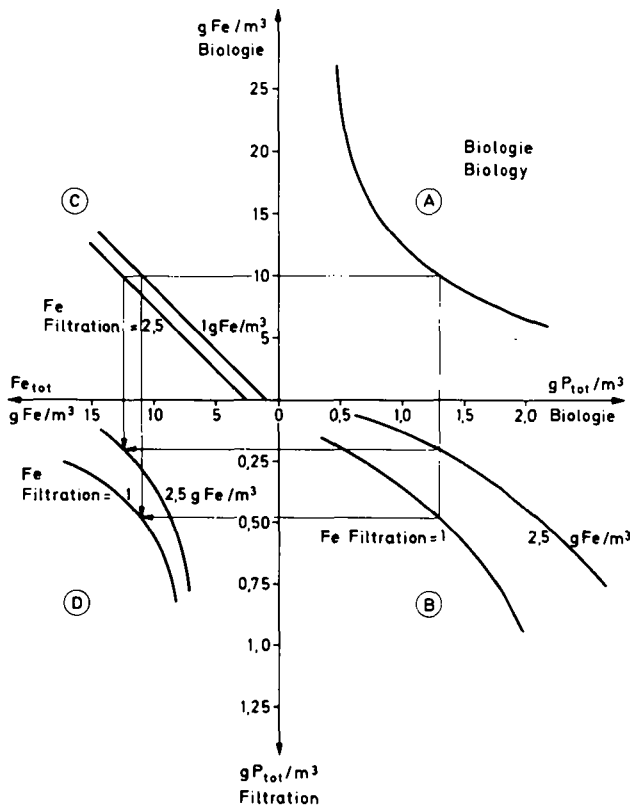


Fig. 7. Déphosphatation en 2 étapes;

- A: Précipitation simultanée dans l'épuration biologique
- B: Floculation-filtration
- C: Fer total utilisé dans les deux étapes.

La courbe A de la Fig. 7 représente les concentrations de phosphore total (P_{tot}) obtenues en fonction du fer III (Fe) ajouté en précipitation simultanée dans le bassin d'aération biologique.

A partir de ces valeurs, les courbes B représentent les concentrations de P_{tot} obtenues après floculation-filtration avec 1 resp. 2.5 g Fe/m³. Cela permet de représenter sur les courbes D la quantité totale de fer utilisée dans ces deux étapes en fonction de la concentration de P_{tot} ainsi obtenue après la 2ème étape de déphosphatation. On voit que pour obtenir 0.5 g P_{tot} /m³, 25 g Fe/m³ sont nécessaires si l'on procède uniquement par précipitation simultanée (courbe A); si l'on procède en deux étapes, ce sont en tout 12 resp. 8 g Fe/m³ qui sont nécessaires (courbes D). Cela correspond à une économie de fer de 52 resp. 68% augmentant encore avec la possibilité d'une addition plus importante de coagulant (Fe) sur le filtre, par

exemple jusqu'à 4 g Fe/m³, ainsi qu'il est possible lors d'une floculation-filtration sur filtre multicouche.

Elimination des matières organiques

Les mécanismes rencontrés dans la floculation-filtration lors de l'élimination poussée des matières en suspension, même colloïdales, faisant intervenir certains phénomènes d'adsorption sur les floccs, sont d'importance primordiale également pour l'élimination de matières organiques. La précipitation, resp. l'adsorption sur des sels de fer est en effet la base de l'élimination de substances humiques, comme on les rencontre dans les eaux superficielles de nombreux pays tropicaux²⁻³.

Ce sont sans doute des phénomènes analogues qui conduisant aux hauts rendements d'élimination des matières organiques rencontrés lors de la floculation-filtration d'eaux usées épurées. Ceci est représenté à l'aide des résultats obtenus après filtration des effluents de la station d'épuration (STEP) de Winterthur, sur le pilote déjà évoqué avec deux filtres bicouches SULZER (de chacun 0.4 m²), dont les paramètres opératoires ont été optimisés suivant la méthode décrite plus haut.

Un micro-ordinateur a permis de travailler avec un débit variable proportionnel à celui de la STEP et de contrôler le déclenchement et le processus de lavage en fonction des variations de débit de charge. Les rendements d'élimination des matières en suspension, DCO, DBO, et phosphore ont été suivis. Ils sont représentés, pour la période d'essais de février 1980 sur les Fig. 8a à 8d.

L'effet le plus caractéristique concerne l'élimination de la DCO. Pour 95% des mesures (voir (8) — ceci est visible aussi sur la représentation statistique de la Fig. 8 —) on obtient des rapports

$$\frac{\Delta DCO}{\Delta MS} = \frac{DCO_{avant} - DCO_{après filtration}}{MS_{avant} - MS_{après filtration}} \geq 2$$

correspondant à une élimination moyenne de 40% de la DCO. Lors d'essais de filtration effectués sans floculation on a obtenu par contre des valeurs de $\Delta DCO/\Delta MS \approx 1$, avec une élimination moyenne de 20% de la DCO et des concentrations en M.S. après filtration deux fois supérieures. Cette élimination supplémentaire de matière "dissoute" ou colloïdale ne peut avoir eu lieu que par adsorption sur les floccs lors de l'exploitation en floculation-filtration.

On peut rapprocher ces résultats à des investigations récentes¹⁵ montrant qu'une bonne partie des substances encore présentes dans une eau après épuration biologique a effectivement une structure semblable à celle des matières humiques déjà citées. Ces substances confèrent souvent à l'effluent une certaine coloration et ne sont que lentement dégradables biologiquement. Leur élimination poussée qui a été étudiée¹⁵ lors d'un traitement par floculation et filtration et adsorption semble donc pouvoir être atteinte à un degré déjà respectable dans une floculation-filtration (Fig. 8).

Elimination de micropolluants et désinfection

L'action de la floculation-filtration est à trouver également au niveau de l'action d'élimination spécifique de certains polluants présents à l'état de traces (micropolluants). On a ainsi pu suivre les concentrations de métaux lourds, tels le plomb, le zinc, le cuivre et le cadmium, qui lors d'une floculation-filtration d'eau usée épurée, ont pu être réduites de 60 à plus de 80%¹⁰, étant ainsi ramenées à un niveau toléré dans l'eau potable.

Lors de la réutilisation d'eau usée pour l'industrie ou l'irrigation ou lorsque le milieu récepteur est utilisé à des fins d'aquaculture ou récréationnelles, la quantité des

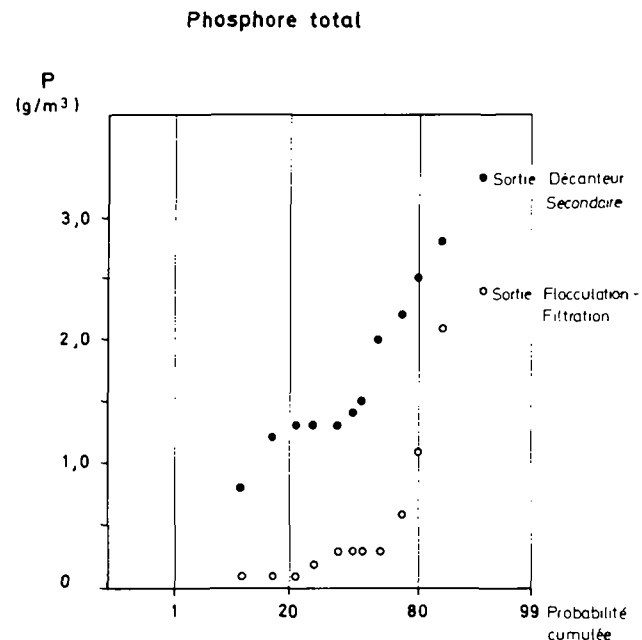
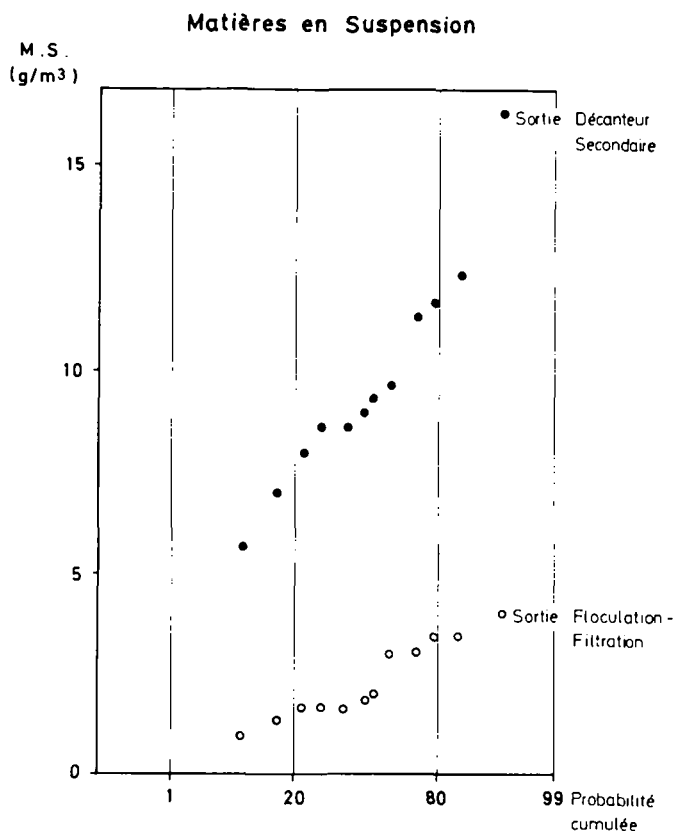
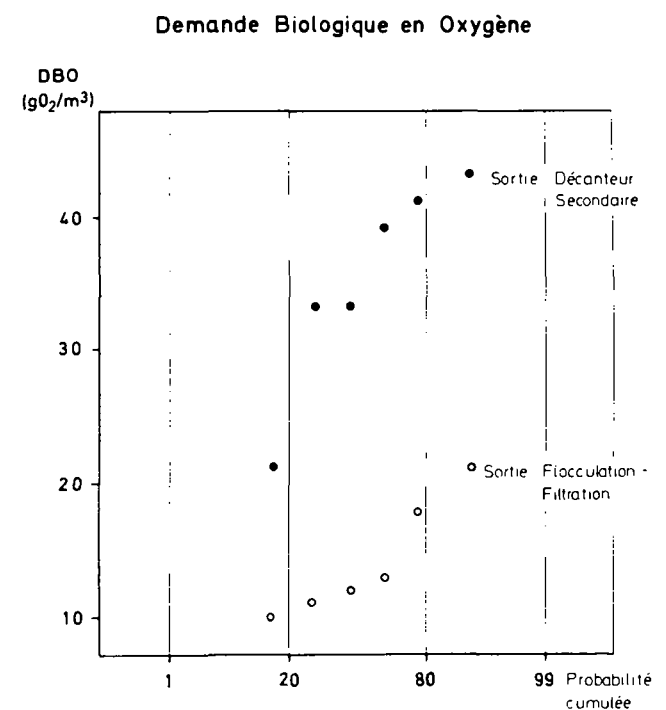
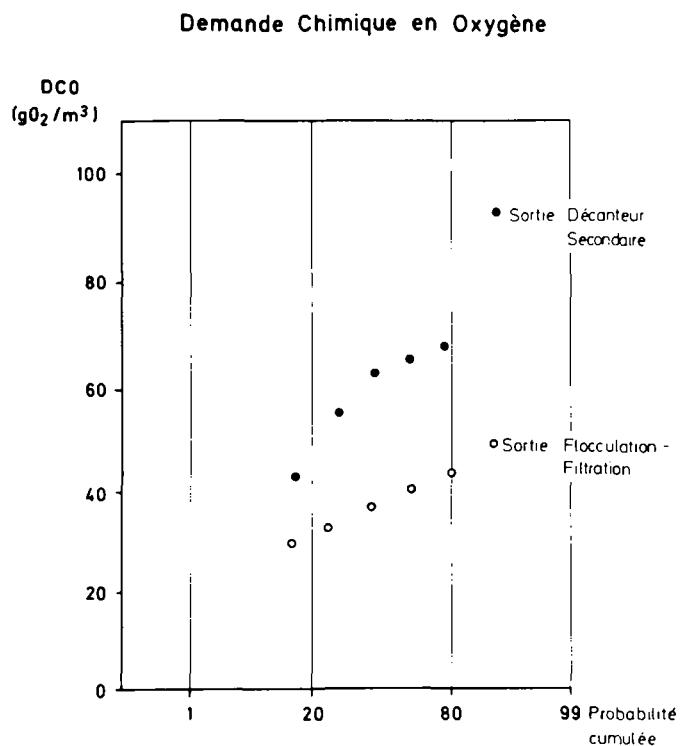


Fig. 8a-d. Résultat obtenu lors de la flocculation-filtration des eaux issues de la station d'épuration de Winterthur (essais continus de 25.01 au 15.02.1981).



germes et microorganismes encore présents dans l'eau est un paramètre important et généralement réglementé. Dans la plupart des cas il faut donc procéder à une désinfection de l'eau:

- par exemple par injection de biocide pour éviter la formation de dépôts de matières organiques et de bactéries dans les circuits d'eau de la production de papier.
- par désinfection au chlore (ou evt. à l'ozone) lors d'une utilisation pour l'agriculture ou lors d'un rejet en milieu marin sensible.

La flocculation-filtration est alors un procédé performant, par lequel les microorganismes encore présents dans une eau usée épurée biologiquement peuvent être retenus de façon efficace. On remarque que dans un cas typique (Fig. 9) les germes totaux resp. les bactéries colliformes sont éliminées à plus de 80% resp. 99.9%. Il s'en suit qu'une désinfection subséquente, si elle est encore nécessaire, requiert alors des quantités de désinfectant et des temps de réaction qui sont 2 à 4 fois plus réduits que si l'on procède sans filtration¹⁰. En plus des économies réalisées ainsi, cela a des avantages certains en ce qui concerne le risque de

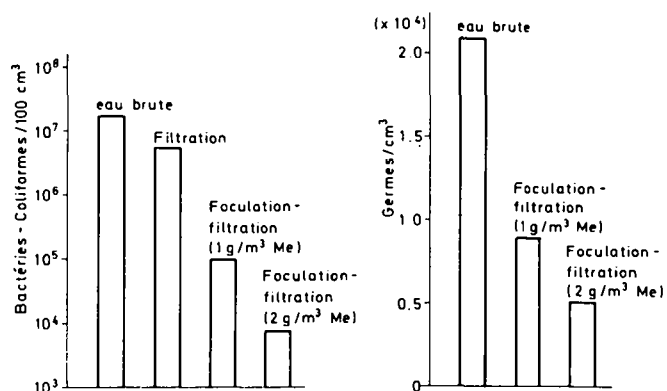


Fig. 9. Elimination de microorganismes lors de la floculation-filtration d'eau usée épurée.

produits de réaction secondaires (p. ex. dérivés chlorés) et la quantité restante de désinfectant.

Nouveaux développements

On a pu voir que dans presque tous les cas présentés, la possibilité d'augmenter la concentration de floculant utilisée dans la floculation-filtration était synonyme d'une augmentation des performances atteintes. Ceci est vrai pour l'élimination des matières en suspension, des matières organiques, du phosphore, des microorganismes etc. ... La filtration bi- ou multicouche, qui est caractérisée par sa capacité à supporter des concentrations en matières en suspension pouvant aller de 30 g M.S./m³ à plus de 150 g M.S./m³ est bien adaptée à de telles additions de floculant.

Mais la floculation-filtration sur filtre multicouche offre plus que la simple combinaison d'une floculation et d'une filtration sur un filtre ayant une grande capacité de rétention des matières en suspension. C'est tout le mécanisme de la floculation—exigeant déjà une dimension précise de l'apport d'énergie et du temps de réaction en vue de la floculation-filtration—qui est influencé au niveau de l'hydrodynamique, des microturbulences et du contact entre les floccs et l'eau à traiter au sein des matériaux filtrants. Ceci explique tous les cas où l'on a pu atteindre ainsi des rendements d'élimination élevés avec des quantités relativement faibles de floculant.

C'est dans cette direction que se présentent aussi les développements les plus prometteurs. La filtration multicouche, avec sa grande capacité et sa flexibilité d'exploitation a en effet montré des aptitudes certaines à être combinée avec d'autres matériaux resp. d'autres réactifs de façon à étendre encore l'éventail de ses performances. Des études approfondies ont ainsi été effectuées, montrant qu'en procédant par "floculation-biofiltration" on obtenait une élimination poussée des substances biologiquement dégradables aussi bien que de celles qui ne le sont pas¹⁶. Dans d'autre cas c'est une phase d'adsorption qui peut être combinée et intégrée à la floculation-filtration.

Symboles

C Concentration en M.S. (g/m³) Co = entrée du filtre

h, (h_{max}) Profondeur maximale de la couche filtrante (m)
 ΔP Perte de pression dynamique (m H₂O)
 PE "Polytelectrolyte" = adjuvant de floculation
 t_F Durée de la filtration (h)
 V_L Vitesse de passage (m³/m²h)
 \varnothing Granulométrie du matériau filtrant (mm)

Bibliographie

- Lipp, F., Kubli, H.: "Usine de traitement d'eau de Bienne", Revue technique Sulzer, N. 1 (1976)
- Antoine, L., Ginocchio, J. C., Sales, R.: "Traitement de l'eau sur filtres multicouches", Techniques et sciences municipales, 75, Nr. 12 (1980)
- Voss, K., Gros, H.: "Oberflächenwasser-aufbereitung in tropischen Ländern", Wasserwirtschaft, 71, Nr. 9, 251, (1981)
- Ginocchio, J. C.: "Essais de traitement de l'eau en Espagne", Rapport interne Sulzer (1979)
- Services Industriels de Genève: "Documentation sur la réalimentation artificielle de la nappe de l'Arve à Vessy (1980)
- Hötter, F. G., Bernhardt, M. et al.: "Eine technische Konzeption der Flockenfiltration zur Aufbereitung von Bachwässern" DVGW, Schriftenreihe Wasser No. 7, 72 (1976)
- Grohmann, A.: "Verfahrenskombination zur Phosphatelimination an den Berliner Seen" Publikation vorgesehen (1982)
- Gros, H.: "Optimisation de la floculation-filtration pour le polissage des eaux usées", Gas-Wasser-Abwasser (CH), Nr. 5, (1982)
- Gros, H.: "Neue Erfahrungen mit der Raumfiltration bei der Wiederaufbereitung von Kreislaufwasser", Publication prévue dans Das Papier (1982)
- Ginocchio, J. C., Gros, H., Gmünder, A., Bischofberger, H.: "Wastewater Flocculation-Filtration and Post-Disinfection" Conference presented at the Water Filtration Congress, Antwerp, Belgium, April (1982)
- Saifert, F., Altmann, H. J.: "Verwendung von Ozon zur weitergehenden Abwasserreinigung in der Versuchsanlage WAR-Berlin", 5. Ozon Weltkongress, Wasser Berlin (1981)
- Haller, M.: "Filtrationsversuche mit Kaolin", Interner Bericht Sulzer (1980)
- Ives, K. J.: "Modern Theory of filtration" I.W.S.A. Congress, Wien, (1969)
- Boller, M.: "Flockungsfiltration zur Elimination von Phosphor aus kommunalem Abwasser", Gas-Wasser-Abwasser, 56, 615-622 (1976)
- Rüffer, H., Slomka, J.: Zeitung für Wasser- und Abwasserforschung, 14, Nr. 5/6, 176, (1981)
- Gros, H., Witow, J.: "Abwasserreinigung mit Biofiltration" Interner Bericht Sulzer (1981)

"OPTIMIZATION OF DESIGN VARIABLES FOR TERTIARY CONTACT FILTRATION"

1. Introduction

The treatment technology to reach low phosphorus residuals and suspended solids concentrations in waste waters was investigated in the last few years by pilot and full scale experiments using chemical precipitation of dissolved phosphorus and solids separation by deep bed filters^{1,2,3}. Recent practical experience confirms high effluent quality and concentration stability, that can be attained by combining conventional mechanical-biological treatment with pre- or simultaneous precipitation and contact filtration⁴ (see flow scheme in Fig. 1).

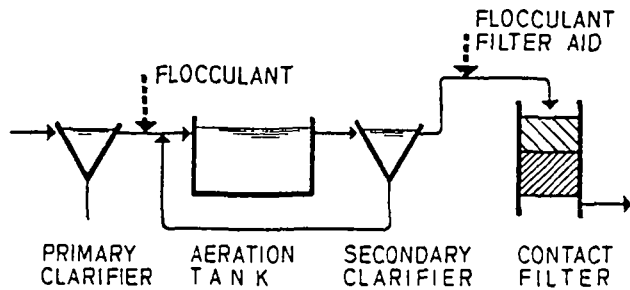


Fig. 1. Flow scheme of a process combination for advanced removal of phosphorus and suspended solids from wastewater.

Although, phosphate precipitation and filtration are successfully applied in practical wastewater treatment, there remains a lack of design information and mechanistic understanding which would allow prediction of the performance of these processes. Despite the enormous progress in filtration theory achieved by studies of transport and capture mechanisms in porous media, purely mechanistic models are not suited for design purposes. Numerous design and operational variables which affect deep-bed filter performance restrict quality- and head-loss—history calculations on an empirical or semi-empirical approach. Consequently, design information is still based on costly on-site pilot experiments.

One way of quantitatively accounting for the effect of some major process parameters by shallow filter layer experiments and subsequent filter modelling is shown in this study. This approach reduces the extensive experimental work through mathematical extrapolation of filter performance to different process conditions.

2. Process variables of deep-bed contact filtration

Variables which may affect the two major design criteria of deep-bed filters (i.e., filtrate quality and head-loss) are the following:

- (1) Suspension characteristics as
 - chemical surface properties
 - particle size distribution
 - floc strength
 are strongly influenced by conditions prevailing in the mixing, precipitation and destabilization steps preceding particle separation. Major design variables for precipitation and solids conditioning are
 - type and dose of inorganic flocculant
 - type and dose of filter aid (polyelectrolytes)
 - velocity gradients and detention time in rapid mixing
- (2) Filter medium characteristics
 - type of media
 - grain size and shape
 - porosity
 - bed depth

These parameters predominantly influence filter performance.

- (3) Filtration velocity together with the grain size determine whether a suspension can be filtered satisfying both quality and economic criteria. The design approach velocity on to a filter is directly proportional to plant size and therefore to plant costs. In wastewater treatment, filters are not operated with constant hydraulic load, but with continuously fluctuating filtration velocity between low dry weather flow and maximum storm weather flow. The design may be based on the worst storm weather conditions.
- (4) The maximum available head is an important design parameter in wastewater filtration. Since high solids load of voluminous floc particles lead to high pressure drop in the media, available heads of 3.5m to 6m water column are required. Pumping costs and plant size may decide whether gravity or pressure filters are more economical.

All of the stated variables either affect the filter run time to solids breakthrough or the run time to exhaust the available head or both and, thus, are designed instruments for optimizing filter performance. The direction in which the two criteria are influenced by the different parameters is shown qualitatively in Fig. 2.

RUN TIME TO BREAKTHROUGH t_c	PROCESS VARIABLES	RUN TIME TO EXHAUST AVAILABLE HEAD t_H
long ▼ short	small ▲ large DOSAGE OF Fe, Al	long ▼ short
short ▲ long	small ▲ large DOSAGE OF POLYELEC.	long ▼ short
long ▼ short	small ▲ large FILTRATION VELOCITY	long ▼ short
long ▼ short	small ▲ large FILTER GRAIN SIZE	short ▲ long
short ▲ long	small ▲ large FILTER BED DEPTH	long ▼ short
no effect	small ▲ large AVAILABLE HEAD	short ▲ long

Fig. 2. Effect of design and operational variables on filter run time limited by solids breakthrough and available head.

3. Information from experiments with shallow filter beds

3.1 Filter coefficient and pressure gradient

Useful information on the design of deep-bed filters is typically drawn from quality and head-loss profiles over filter depth and run time. This laborious experimental work could be reduced, if the particle capture mechanisms and the variables affecting capture in a small filter layer are formulated mathematically. Attempts of several authors to simulate deep-bed filtration by simple adsorption front migration models fail, since heterogeneous suspensions, like wastewaters, do not lead to a saturation equilibrium solids deposit. If a flocculated secondary effluent is filtered through a shallow sand layer consisting of realistic grain size in the order of 0.7 to 4 mm, the solids deposit is increased over the entire run time to 10 to 20 hours, indicating that the filter media retains particles far beyond breakthrough.

Filter efficiency can be expressed by a filter coefficient λ , which follows from Iwaski's equation⁵

$$\frac{\Delta c}{\Delta x} \cong \frac{dc}{dx} = -\lambda c \quad (1)$$

with c as solids concentration in mg TSS/l and x as filter depth in cm. A plot of filter coefficient as a function of time or as a function of solids deposit is characterized by an initially high collector efficiency depending strongly on specific deposit and a nearly deposition independent filter coefficient after breakthrough (see Fig. 5). Head-loss over the filter layer increases concurrently with solids deposition; this can be expressed by an increasing pressure gradient, l ,

$$l = \frac{dH}{dx} \cong \frac{\Delta H}{\Delta x} = f(\sigma) \quad (2)$$

with H as head-loss in cm water column. An example of the information gained from a shallow layer experiment is shown in Figs. 3 to 6. Results of a series of experiments of this kind show that straining mechanisms are mainly responsible for the capture of particles in the post-breakthrough phase with constant filter coefficient and both straining and surface attachment mechanisms act in the so called "working phase" of the filter. If these two groups of mechanisms are accepted as the major cause of solids capture the particle size distribution in the wastewater is an important variable and can no longer be neglected, since straining and surface attachment may not act on the same particle size fractions.

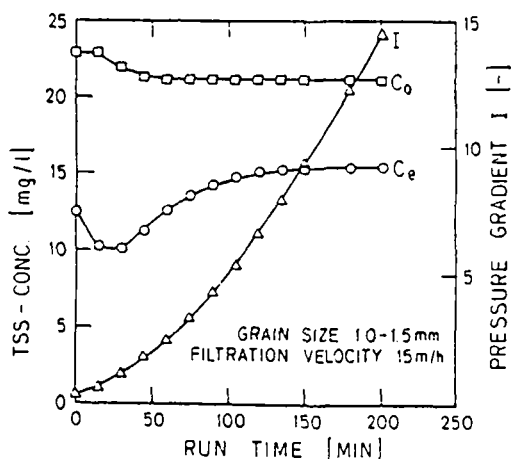


Fig. 3. Effluent solids concentration and head-loss

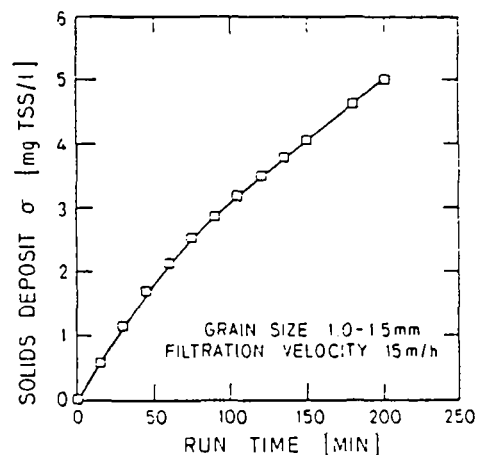


Fig. 4. Solids deposition

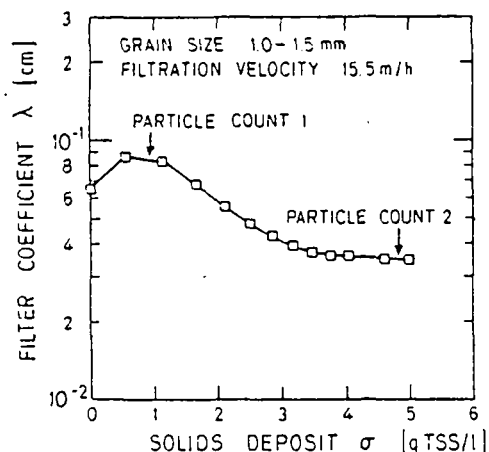


Fig. 5. Filter coefficient in function of solids deposition

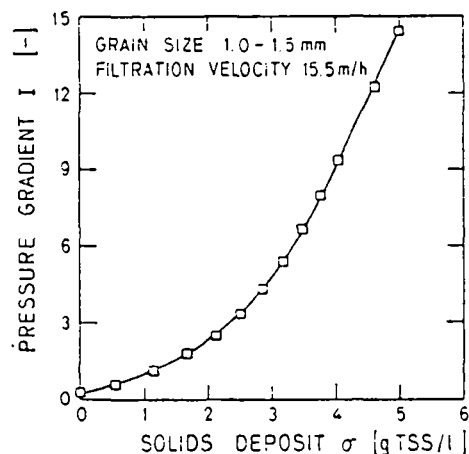


Fig. 6. Pressure gradient in function of solids deposition

3.2 The role of particle size distribution

The particle size distribution in a filter changes continuously along the filter bed because of the progressive loss of larger sized particles; consequently, the importance of straining mechanisms decreases with depth. This may explain reported observations of the filter coefficient—solids deposit—function decreasing with successive filter layers^{6,7}. In practice, the decrease in filter efficiency with depth is compensated by the use of multi-media or upflow filters which are well suited to adapt the relative importance of the capture mechanisms to the altering particle size distribution by smaller grain size. The above presumptions are

confirmed by a series of particle frequency analyses at the point of maximum filter efficiency and during the post-breakthrough-phase (see Fig. 5) for different physical process variables (e.g. grain size and filtration velocity) In Fig. 7, the particle size distribution functions from $1\ \mu\text{m}$ to $100\ \mu\text{m}$

$$n(d_p) = \frac{dN}{d(d_p)} \cong \frac{\Delta N}{\Delta d_p} \quad (3)$$

of the influent water and of the filtrate at different stages of solids capture are plotted against particle size. In equation (3), ΔN represents the particle number/cm³ in a differential particle size interval Δd_p in μm . The result demonstrates clearly, that the filter is an efficient collector for all particle sizes at the beginning, whereas towards the end of a filter run, only larger particle fractions are removed.

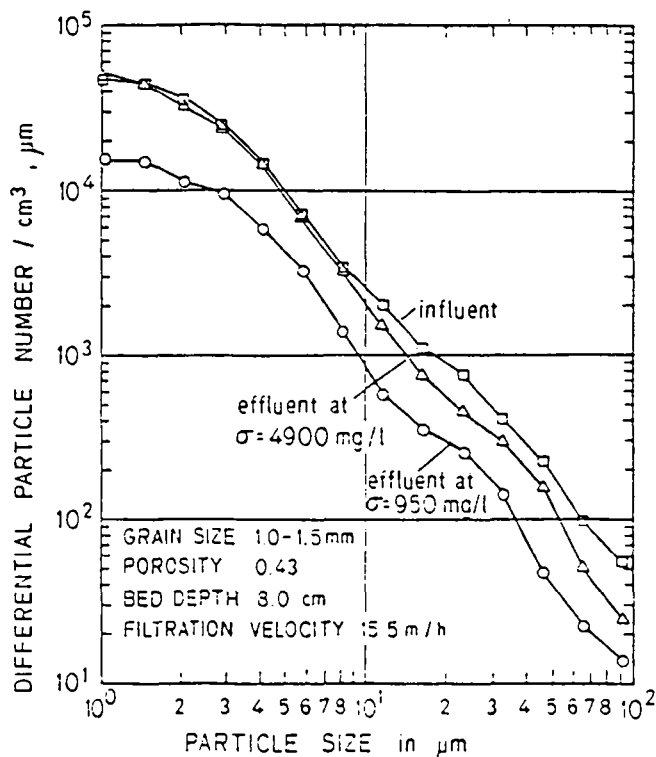


Fig. 7. Particle size distribution functions of the in- and outflow of a small filter layer during early and late stages of solids deposit

Applying equation (1) to a single particle fraction $i = \{d_{pi}, d_{pi} + \Delta d_{pi}\}$, where d_{pi} is the particle size, and considering surface attachment and straining as two independent capture mechanisms, the change of particle number with depth may be expressed by

$$\frac{d n_i}{d x} = -\lambda_{A,i} n_i - \lambda_{B,i} n_i \quad (4)$$

with n_i as particle number concentration of the interval i , x as filter depth and $\lambda_{A,i}$ is the filter coefficient due to surface attachment of particles of size d_{pi} and $\lambda_{B,i}$ is the corresponding filter coefficient for straining. Assuming $\lambda_{A,i} = 0$ in the post-breakthrough-phase and $\lambda_{B,i}$ as rather constant over the entire filter run, $\lambda_{B,i}$ and subsequently $\lambda_{A,i}$ may be calculated from particle counts. The results shown in Fig. 8 indicate the existence of straining above ratios of particle to grain size $d_p/d_g = 0.02$. For a top filter layer consisting of 3 mm grains for example, this would mean removal by straining for particles in the range above about $60\ \mu\text{m}$. On the other hand, the filter coefficients for surface attachment shown in Fig. 9 reveal high solids retention for all particle sizes, slightly increasing towards larger particles. This weak

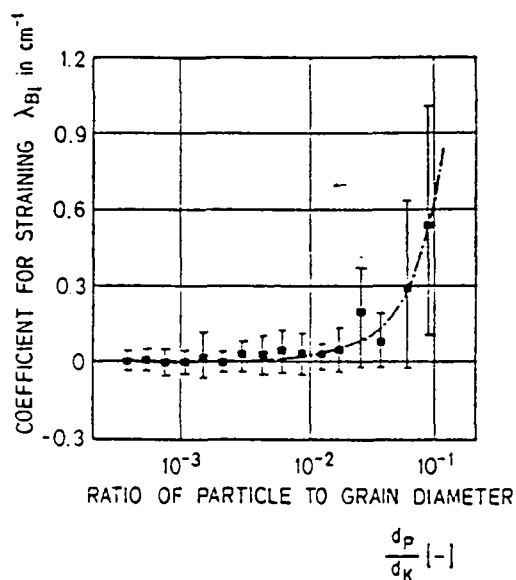


Fig. 8. Filter coefficient for straining mechanisms in function of the particle/grain size ratio

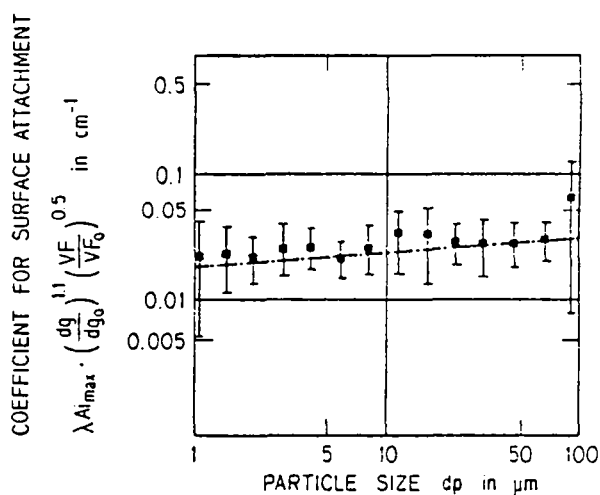


Fig. 9. Filter coefficient for surface attachment in function of particle size. $\lambda_{A,i}$ is normalized for all experimental conditions by correcting for grain size and filtration velocity

dependency of surface attachment on particle size does not correspond with some filter theories, but is confirmed by particle analysis of other research work^{8,9}.

4. Effect of chemical variables

4.1 Dosing of metal salts

The amount of dissolved phosphorus transformed into the solid phase and the extent of solids separation determine the removal of phosphorus by the contact filtration process. Phosphorus transformation, from dissolved to solid, is mainly a function of the dosage of metal salts [Fe(III) or Al(III)] and the chemical environment. In addition, resultant particle size distributions depend upon hydraulic conditions at the point of mixing where nucleation and growth of newly precipitated hydroxide flocs take place. In wastewater treatment secondary effluent, the precipitates are enmeshed with activated sludge particles resulting in flocs which consist of both organic and inorganic particles.

Optimization experiments with respect to the dosage of Fe(III)-salts showed that a molar Fe/P dissolved-ratio of about 2.0 in both the simultaneous precipitation and the contact filtration stages results in final dissolved phosphorus concentrations of $\leq 0.1\ \text{mg P/l}$. In domestic

wastewater, organic phosphorus and polyphosphates may limit the extent of phosphate adsorption and precipitation in the ordinary pH-range of 7 to 8. To satisfy not only water quality but also head-loss criteria, the dosage of Fe(III) to the filter inflow has to be limited as to allow for a run time in the order of 20 hours. Experiments treating a domestic wastewater with inflow dissolved phosphorus concentrations of about 4 mg P/l demonstrate that the dosage to the first step should be 12 to 16 mg Fe(III)/l and to the filter inflow 2 to 5 mg Fe(III)/l. If equal phosphorus residuals had to be reached in one single dosing step, a much higher dosage would be required.

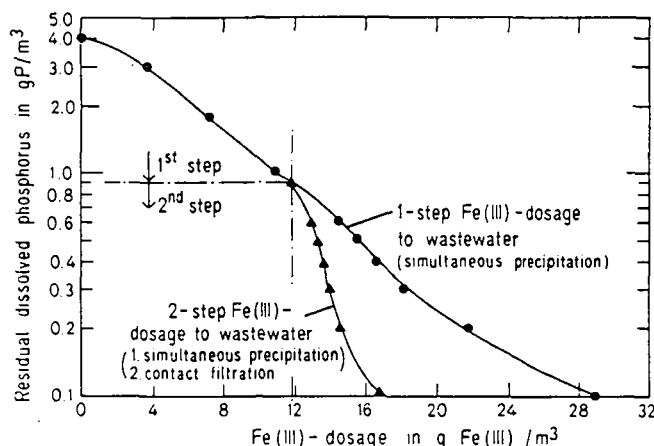


Fig. 10. Residual dissolved phosphorus concentrations in function of the Fe(III)-dosage for a one-step and a two-step dosing mode (Inflow dissolved phosphorus concentration ca. 4 mg P/l)

4.2 Dosing of filter aids

The addition of Fe(III)-salts to wastewater leads to higher particle number concentrations and to more voluminous flocs of low floc-strength. High head-loss and early breakthrough characterize these suspensions. The mixture of organic particles and inorganic precipitates (in order of 30% to 50% of total solid mass) can be treated with polymers to enhance the solids capture of the filter and hence to increase the run time to breakthrough. Charge neutralization and mainly bridging flocculation are the mechanisms involved, leading to a reinforcement of the flocs and to a shift of the particle size distribution towards bigger agglomerates.

In Figs. 11 and 12, filter coefficients and pressure gradients are plotted against solids deposit, indicating filter performance with a dosage of polyacrylic polymers having different ionizable groups and without polymer addition.

5. Effect of filtration velocity and grain size

In the kinetic equation (4) describing particle removal with depth, the filter coefficients λ_{Ai} (surface attachment) and λ_{Bi} (straining) depend on several filtration variables such as particle size, grain size, filtration velocity, solids deposit and surface chemical interactions. Under constant chemical conditions, the particle size distribution in the inflow remains constant and the dependency of filter efficiency on the physical variables can be determined.

In Fig. 13, the mean number, the mean volume and the mean mass concentrations in 14 particle size intervals ranging from 1 to 100 μm of wastewater samples in the inflow of the contact filter are plotted against particle size. Data from the histograms indicate

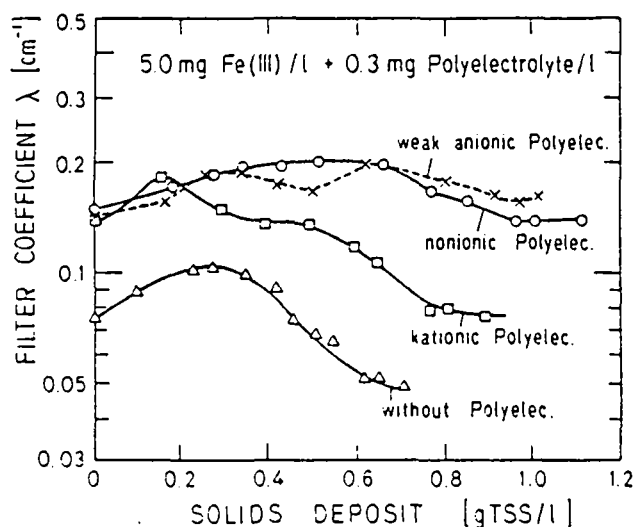


Fig. 11. Filter coefficient in function of solids deposit with dosage of different types of polymers

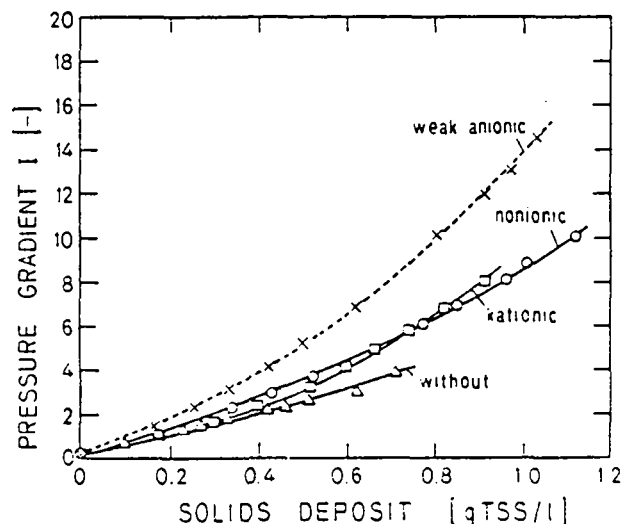


Fig. 12. Pressure gradient in function of solids deposit with dosage of different types of polymers

(1) particle number is highest in the lower size range, (2) particle volume becomes high in the larger size range, but (3) the major contribution to particle mass comes from particles in the size range of 20 to 80 μm . The total particle mass corresponds to a measured value of 21 ± 5 mg TSS/l.

In a series of shallow layer experiments, grain size was varied between 0.5 mm to 4 mm and filtration velocity from 6.7 m/h to 22.4 m/h in order to measure the effect of the two variables on (a) the overall (including all particle sizes) filter coefficient λ_B for straining mechanisms and (b) the overall filter coefficient λ_{Amax} for surface attachment at its maximum value. The results, only valid for top layers, are plotted in Fig. 14. From a multiple linear regression analysis, the effects of grain size and filtration velocity are determined as indicated in Table 1.

Table 1 Exponential dependency of the filter coefficients from grain size and filtration velocity

		grain size	filt. vel.	corr. coeff.
Surface attachment	λ_{Amax}	$d_g^{-1.1}$	$v_F^{-0.5}$	0.94
Straining	λ_B	$d_g^{-1.5}$	$v_F^{-1.0}$	0.96
Both mechanisms	λ_{max}	$d_g^{-1.2}$	$v_F^{-0.7}$	0.96

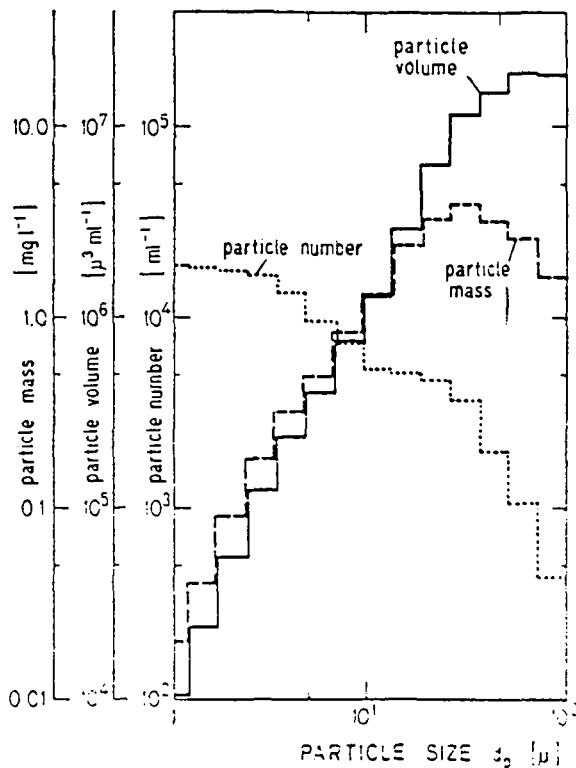


Fig. 13. Particle number, particle volume and particle mass concentrations in 14 particle size intervals in the inflow to a contact wastewater filter (Mean values from 15 samples)

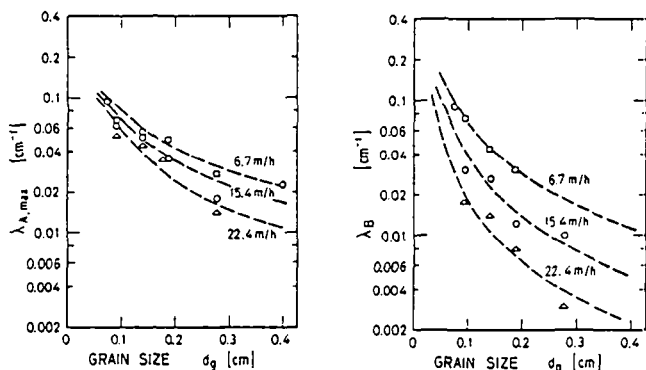


Fig. 14. Filter coefficient for surface attachment λ_{Amax} and straining λ_B in function of grain size and filtration valocity for top filter layers

6. Modelling deep-bed filtration for practical design

From the assumptions and experimental findings above, a mathematical model was developed. The empirical model which allows the calculation of the effluent particle size distribution, the particle mass removal, the mass and volume of captured solids and the corresponding head-loss for a given filter configuration, is described elsewhere¹⁰. The effect of solids deposit on head-loss is based on the well-known Carman-Kozeny equation for clean media and is described by the change of media porosity and specific surface area due to the captured particle volume. The empirical constants of the model were determined solely from first layer experiments. Second and third layer results were used to verify the model calculations. Figs. 15 and 16 show that the measured change of the filter coefficient function $\lambda = f(\sigma)$ and the head-loss function $l = f(\sigma)$ in two successive filter layers correlates well with the calculated change of the two functions due to a shift of the particle size distribution according to the straining and surface collection equations.

The change in the filter coefficient function can be explained by changes in the relative importance of the collection mechanisms while the change in the head-loss function is due to the inhomogeneous density distribution of the particles. Particle density measurements and calculations for investigations of different authors¹⁰ reveal, that large particles (range 80–100 μm) have a lower density than small particles (range 1–10 μm) and therefore occupy more pore space per solids mass captured in the filter. If more larger particles are removed in the upper layers, the pressure drop is higher at the same solids mass deposited in these layers as can be drawn from Fig. 16.

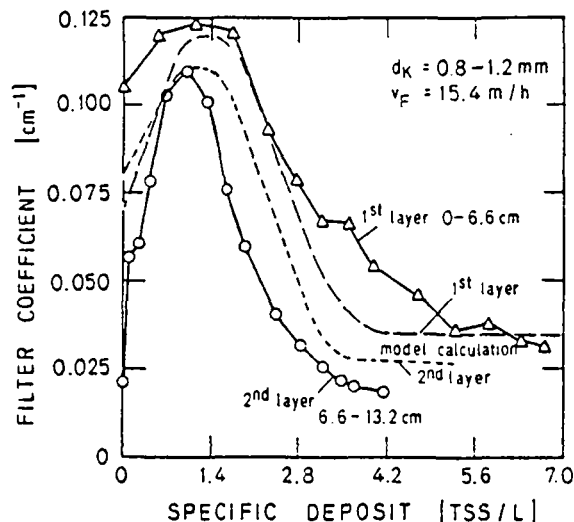


Fig. 15. Measured and computed filter coefficients in function of solids deposit for two successive filter layers. Inflow particle size distribution according to Fig. 13

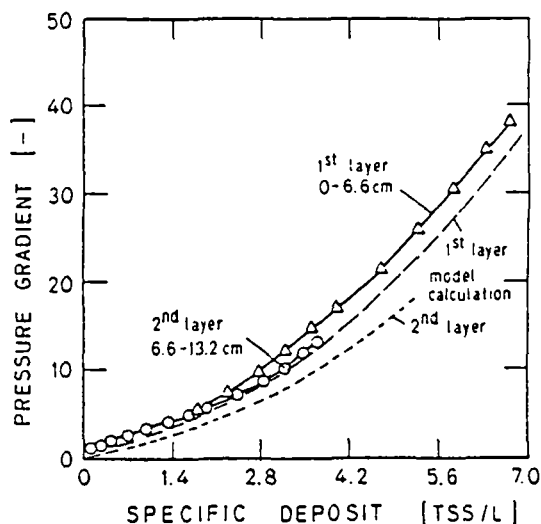


Fig. 16. Measured and computed pressure gradients in function of solids deposit for two successive filter layers

Field investigations in a pilot experiment on a sewage treatment plant with a two-media filter containing anthracite and quartz sand were also modelled. Figs. 17 and 18 show the time-oriented quality and the depth-oriented head-loss performance predicted by the model and measured experimentally. Results demonstrate the applicability of model calculations for further prediction of filter performance under different process conditions.

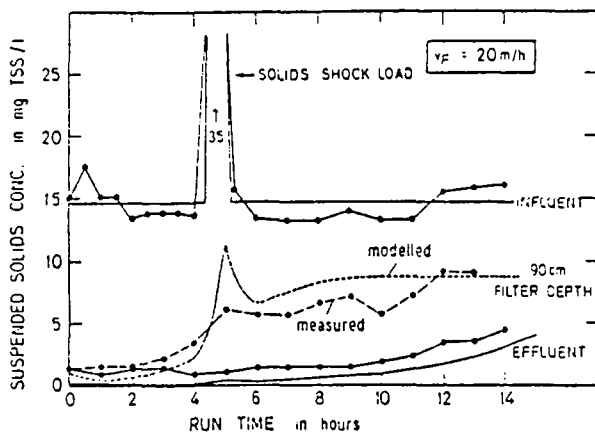


Fig. 17. Measured and computed filtrate quality of a two-media contact filter treating tertiary effluent

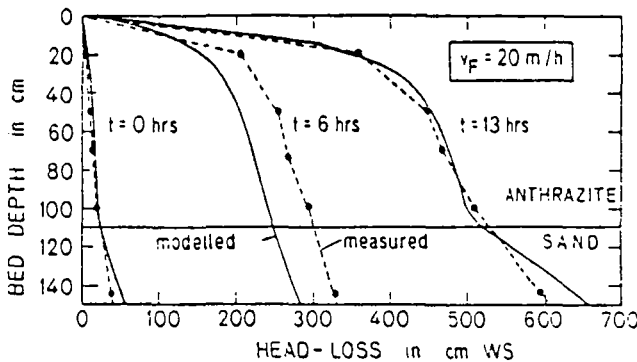


Fig. 18. Measured and computed head-loss profiles of a two-media contact filter treating tertiary effluent

7. Optimization of a two-media filter and full-scale experience

Based on the two major criteria for deep-bed filters, that the time to breakthrough and the time to maximum available head are equal, filters optimized with respect to layer thickness may be designed with the help of model calculations. In several computations under the assumption of different layer depths of quartz sand (14 to 60 cm) with a grain size of 0.8–1.2 mm and layers of expanded slate (30 to 160 cm) with 2–4 mm grains, the quality and head-loss time history curves were calculated. The time to breakthrough t_c at $c/c_0 = 0.25$ and the time to exhaust the available head t_H at $\Delta H = 600$ cm water column were determined for each case, leading to a series of optimal layer combinations. The calculations were performed for a filtration velocity of 20 m/h to simulate storm weather conditions. Fig. 19 shows graphically where the two run time criteria coincide and which run time length can be expected.

Results of optimization calculations were used for the design of a full-scale contact filtration plant treating 8000 m³/day. Six pressure filter units (6 m² surface area each) were designed and built with a 50 cm bottom layer of quartz sand and a 135 cm top layer of expanded slate based on the model calculations. The filtration plant has been operating since 1979 and meets expected performance. Results of a longterm investigation are described elsewhere⁴. Pertinent performance data are summarized in Tables 2 and 3.

Capital costs of the filtration plant were sFr. 1,800,000.— and the operational costs including personnel for the year 1980 were sFr. 63,000.—, thus resulting in specific operational costs of sFr. 0.022/m³ of treated wastewater. Annual costs may be calculated at sFr. 188,000.— or sFr. 0.064/m³, if the interest rate is

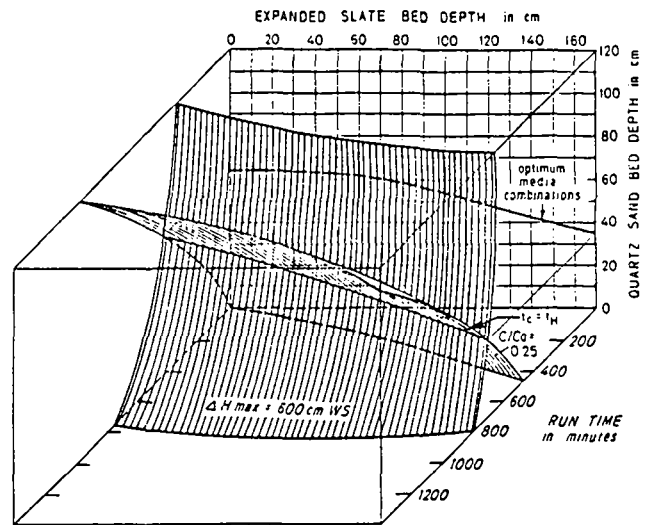


Fig. 19. Optimum filter configuration of a two-media filter containing quartz sand ($\varnothing 0.8\text{--}1.2$ mm) and expanded slate ($\varnothing 2\text{--}4$ mm) for direct filtration of tertiary wastewater

Table 2 Mean water quality in a full-scale treatment plant with simultaneous precipitation and contact filtration (45 days, flow proportional 24 hours composite samples)

		Prim. Effluent	Sec. Effluent	Filtrate
Flow	m ³ /d	6700	6700	6700
Susp. Solids	mg/l	75	12	2
TOC	mg C/l	55	10	6.5
BOD	mg O ₂ /l	85	8	2
Total P	mg P/l	6.7	1.1	0.1
Dissolved P	mg P/l	4.7	0.7	0.1
Fe(III)-Dos.	mg Fe/l	—	18.6	3.6
Polyel.-Dos.	mg/l	—	—	0.2

Table 3. Filter performance data of a full-scale contact filtration plant

	Mean	observed range
Filtration velocity m/h	7.4	4–25
Run time hours	20	6–50
Backwash water % of filtrate	2.9	2–7

assumed to be 2% (interest minus inflation). Specific annual costs of the filtration plant per kg of phosphorus removed are sFr. 71.60/kg P.

Acknowledgements

The author wishes to express his appreciation to Prof. Dr. Werner Stumm, Dr. Willi Gujer and Prof. E. Trüeb of the ETH Zurich for their advice and counsel.

References

- Boller, M., Kavanaugh, M.: Contact Filtration for Additional Phosphorus Removal, Prog. Wat. Techn., Vol. 8, No. 6, 203 (1977)
- Boller, M.: Flockungsfiltration zur Elimination von Phosphor aus kommunalem Abwasser, Gas, Wasser, Abwasser 56, 604 (1976)
- Boller, M., Gujer, W.: Flockungsfiltration zur Entfernung von Phosphaten; Kriterien zur Dimensionierung, Z.f. Wasser- und Abwasserforschung 12, 84 (1979)

4. Boller, M., Eugster, J., Weber, A.: Erfahrungen mit der ersten schweizerischen Flockungs-filtrationsanlage auf der Kläranlage Hochdorf, Gas, Wasser, Abwasser, No. 11 (1981)
5. Iwasaki, T.: Some Notes on Sand Filtration, J.of.Amer. Wat. Works Ass., 29, 1591-1602 (1937)
6. Deb, A. K.: Theory of Sand Filtration, J. of San. Eng. Div., 95, 399 (1961)
7. Kavanaugh, M. C.: Mechanisms and Kinetic Parameters in Granular Media Filtration, Ph.D.Thesis, Univ. of California, Berkeley (1973)
8. Kavanaugh, M. C., Moon Chung, E. A., Pearson, E. A., Torregas, G.: Particulates and Trace Pollutant Removal by Depth Filtration, Proc. 9th Internat. Conf. IAWPR, Stockholm (1978)
9. Gimbel, R. D.: Untersuchungen zur Partikelabscheidung in Schnellfiltern, Diss. Univ. Karlsruhe (1978)
10. Boller, M.: Flockungsfiltration zur Reinigung von Abwasser, Verfahrenstechnische Optimierung zur Elimination von Phosphor und suspendierten Stoffen, Diss. ETH Zürich (1980)

Dr.sc.techn. Markus Boller, Institut Fédéral de Suisse pour les Ressources et le Contrôle de la Pollution de l'Eau (EAWAG), Ch-8600 Dübendorf, Suisse.

"OPTIMISATION DES VARIABLES POUR LA CONCEPTION DE FILTRATION TERTIAIRE PAR CONTACT"

1. Introduction

La technologie employée pour obtenir des résidus et des concentrations de solides en suspension contenant peu de phosphore dans les eaux usées a été développée ces dernières années au travers d'expériences pilotes et à l'échelle industrielle en utilisant la précipitation chimique de la séparation de phosphore dissous et des solides par des filtres à lit profond^{1,2,3}. Des expériences pratiques récentes confirment la stabilité de la concentration et la haute qualité des effluents pouvant être obtenues avec une combinaison de traitements mécano-biologiques classiques avec une filtration par contact et précipitation avant ou simultanément⁴ (voir schéma Fig. 1). (Page 11)

Bien que la précipitation et la filtration du phosphate soient mises en oeuvre avec succès dans les traitements des eaux usées, le manque d'information sur la conception et la compréhension des mécanismes ne permettent pas de prévoir les résultats de ces traitements. Malgré les progrès énormes dans la théorie de la filtration obtenue grâce aux études des mécanismes de transfert et de fixation dans les milieux poreux, des modèles purement mécaniques ne conviennent pas pour la conception. Les nombreuses variables de conception et de fonctionnement, affectant la performance du filtre à lit profond, limitent la qualité—et la perte de charge—des calculs d'une approche empirique ou semi-empirique. La conception est donc encore basée sur des expériences pilotes coûteuses réalisées sur place.

Cette étude présente une façon de prendre en compte les effets de certains des principaux paramètres dans des expériences de couches de filtres peu profondes, et la modélisation qui en résulte. Cette approche réduit le travail expérimental par une extrapolation mathématique de la performance du filtre dans diverses conditions du traitement.

2. Variables du processus de traitement par filtration par contact en lit profond

Les variables qui peuvent avoir de l'effet sur les deux principaux aspects de la conception des filtres à lit profond (qualité du filtrat et perte de charge) sont les suivantes:

- (1) Caractéristiques de suspension telles que:
 - propriétés chimiques superficielles
 - distribution des dimensions des particules
 - résistance du floc.
 Elles sont fortement influencées par les conditions du mélange, précipitation et déstabilisation

précédant la séparation des particules. Les principales variables de conception liées à la précipitations de solides sont

- nature et dosage du flocculant
- nature et dosage des polyélectrolytes
- gradients de vitesse et temps de rétention dans un mélange rapide.

- (2) Caractéristiques du filtre

- type de milieu
- dimension des grains et forme
- porosité
- profondeur du lit

Ces paramètres ont un effet considérable sur la performance du filtre.

- (3) Vitesse de filtration et dimension des grains déterminent si une suspension peut être filtrée de façon à satisfaire les critères de qualité et de rentabilité. La vitesse d'arrivée sur un filtre est directement proportionnelle à la dimension de l'installation et donc de son coût. Dans le traitement des eaux usées, les filtres ne sont pas utilisés avec une charge hydraulique constante, mais avec une vitesse de filtration variant de façon continue entre un débit bas par temps sec et un débit maximum par temps d'orage. La conception peut être basée sur les conditions les plus extrêmes.

- (4) La perte de charge maximum est un paramètre de conception important pour la filtration des eaux usées. L'arrivée d'un floc important de particules solides volumineuses entraînera une forte chute de pression; des pertes de charge de 3,5 à 6m. (colonne d'eau) sont nécessaires. Le coût du pompage et la dimension de l'installation peuvent décider si des filtres à gravité ou sous pression sont les plus économiques.

Toutes ces variables affectent soit le temps de fonctionnement du filtre jusqu'à la percée des solides, soit le temps de fonctionnement pour utiliser la charge disponible, soit les deux; elles sont des moyens d'optimiser la performance du filtre. La Fig. 2 (Page 11) montre qualitativement quels sens ces deux aspects sont influencés par les différents paramètres.

3. Information obtenue des expériences avec des lits de filtre peu-profonds

3.1 Coefficient de filtration et gradient de pression

Des renseignements utiles sur la conception des filtres à lit profonds sont obtenus des profils de qualité et de

perte de charge par rapport à la profondeur du filtre et au temps de fonctionnement. Ce travail expérimental laborieux pourrait être réduit si les mécanismes de fixation des particules et les variables affectant la fixation dans une mince couche du filtre sont formulés mathématiquement. Plusieurs auteurs ont essayé de simuler la filtration en lit profond avec des modèles simples d'adsorption et de migration, mais sans y réussir, car les suspensions hétérogènes, comme les eaux usées, ne mènent pas à un dépôt de saturation équilibrée des solides.

Si l'effluent de floculation secondaire est filtré à travers une couche mince de sable formée de grains de 0,7 à 4 mm, le dépôt solide s'accroît pendant tout le temps de fonctionnement de 10 à 20 heures, montrant que le filtre garde les particules bien après la percée.

L'efficacité du filtre peut être exprimée par un coefficient de filtre λ , tiré de l'équation de Iwasaki⁵

$$\frac{\Delta c}{\Delta x} \cong \frac{dc}{dx} = -\lambda c \quad (1)$$

c étant la concentration des solides dans mg TSS/l et x la profondeur du filtre en cm. Le tracé du coefficient du filtre en fonction du temps ou en fonction de dépôt de solides se caractérise par l'efficacité initiale de la fixation qui dépend surtout de dépôts spécifiques, et par un coefficient de filtre quasi-indépendant après la percée (voir Fig. 5) (Page 12). La perte de charge sur la couche du filtre augmente de pair avec le dépôt de solides; ceci peut s'exprimer par une pente de pression montante, l ,

$$l = \frac{dH}{dx} \cong \frac{\Delta H}{\Delta x} = f(c) \quad (2)$$

H étant la perte de charge en cm de colonne d'eau. Les Figs. 3 (Page 12) à 6 (Page 12) montrent un exemple de l'information obtenue d'une expérience en couche peu profonde. Les résultats d'une série d'expériences de ce genre montrent que les mécanismes de tamisage sont responsables surtout de la retenue des particules dans la phase suivant la percée avec coefficient de filtre constant et les mécanismes de tamisage et d'attache superficielle agissent dans la phase dite "de travail" du filtre. Si l'on convient que ces deux groupes de mécanismes sont les raisons principales de la captation des solides, la distribution des particules de grandeurs différentes dans les eaux usées est une variable importante qui ne peut plus être négligée puisque tamisage et attache superficielle peuvent ne pas agir sur les mêmes fractions de particules.

3.2 Le rôle de la distribution des particules de grandeurs différentes

La distribution des particules de grandeurs différentes dans un filtre change sans cesse sur le lit du filtre à cause de la perte progressive des particules plus grandes; donc l'importance des mécanismes de tamisage diminue avec la profondeur. Ceci peut expliquer des observations faites sur le coefficient du filtre—dépôt de solides—qui diminue avec les couches successives du filtre^{6,7}. En pratique, la diminution de l'efficacité du filtre avec la profondeur est compensée par l'utilisation de filtres à milieu multiples qui peuvent bien adapter l'importance relative des mécanismes de saisie à la distribution changeante des dimensions des particules vers des tailles plus petites. Les suppositions ci-dessus sont confirmées par une série d'analyses de fréquence de particules au point d'efficacité maximum du filtre et pendant la phase qui suit la percée (voir Fig. 5) (Page 12) pour diverses variables physiques du traitement (dimension des grains et vitesse de filtration). Dans la Fig. 7 (Page 13) les fonctions de distribution des particules de grandeurs différentes allant de $1\mu\text{m}$ à $100\mu\text{m}$

$$n(d_p) = \frac{dN}{d(d_p)} \cong \frac{\Delta N}{\Delta d_p} \quad (3)$$

de l'eau montante et du filtrat à divers stades de saisie des solides sont tracées par rapport à la dimension des particules. ΔN , (équation 3), représente le nombre de particules/cm³ dans un intervalle différentiel de dimensions de particules Δd_p dans $1\mu\text{m}$. Le résultat prouve nettement que le filtre est un collecteur efficace de toutes les dimensions de particules au début, tandis que vers la fin de son utilisation, le filtre ne retient que les fractions de particules plus grandes.

En se servant de l'équation (1) pour une fraction de particule unique $i = \{d_{pi}, d_{pi} + \Delta d_{pi}\}$, d_{pi} étant la dimension de la particule, et en considérant l'attache superficielle et le tamisage comme deux mécanismes de saisie indépendants, le changement de numéro de la particule avec la profondeur peut s'exprimer ainsi:

$$\frac{d n_i}{d x} = -\lambda_{A,i} n_i - \lambda_{B,i} n_i \quad (4)$$

n_i étant la concentration du numéro de la particule pour l'intervalle i , x la profondeur du filtre et $\lambda_{A,i}$ étant le coefficient du filtre venant de l'attache superficielle des particules de dimension d_{pi} et $\lambda_{B,i}$ étant le coefficient du filtre correspondant pour le tamisage. En supposant $\lambda_{A,i} = 0$ dans la phase post-percée et $\lambda_{B,i}$ comme presque constante pour toute l'utilisation du filtre, $\lambda_{B,i}$ et ensuite $\lambda_{A,i}$ peuvent être calculés à partir des particules comptées. Les résultats indiqués Fig. 8 (Page 13) montrent l'existence de tamisage au-dessus des rapports particule/dimension du grain $dp/dg = 0,02$. Pour une couche supérieure du filtre faite de grains de 3 mm par exemple, ceci signifie un enlèvement des particules par tamisage dans la gamme au-dessus de $60\mu\text{m}$ environ. Par contre, les coefficients du filtre pour attache superficielle indiqués Fig. 9 (Page 13) montrent une forte rétention des solides pour toutes les dimensions de particules, augmentant un peu pour les particules plus grandes. Cette faible dépendance d'attache superficielle sur la dimension de la particule ne correspond pas avec certaines théories des filtres, mais elle est confirmée par d'autres travaux de recherche sur l'analyse des particules^{8,9}.

4. Effet des variables chimiques

4.1 Dosage des sels métalliques

La quantité de phosphore dissous transformé en phase solide et la séparation des solides déterminent l'enlèvement du phosphore par le traitement de filtration par contact. La transformation du phosphore dissous en phosphore solide, est essentiellement fonction du dosage des sels métalliques (Fe(III) ou Al(III)) et de l'environnement chimique. De plus, les distributions de particules de grandeurs différentes dépendent des conditions hydrauliques au point de mélange où a lieu la nucléation et la croissance des floes hydroxydes nouvellement précipités. Dans l'effluent secondaire du traitement des eaux usées, les précipitations sont fixées avec des particules de boue activée donnant des floes formés de particules organiques et minérales.

Des expériences sur l'optimisation du dosage de sels-Fe(III) ont montré qu'un rapport molaire Fe/P dissous de 2,0 environ au stade de la précipitation simultanée et de la filtration par contact entraîne des concentrations finales de phosphore dissous $\leq 0,1\text{ mg P/l}$. Dans les eaux usées domestiques, le phosphore organique et les polyphosphates peuvent limiter l'adsorption et la précipitation du phosphate pour un pH de 7 à 8. Pour satisfaire non seulement aux critères de qualité de l'eau mais aussi à ceux de perte de charge, le dosage du Fe(III) au filtre d'amenée doit être limité pour donner un cycle de l'ordre de 20 heures.

Des expériences traitant d'eaux usées domestiques avec des concentrations de phosphore dissous arrivant à environ 4 mg P/l prouvent que le dosage du premier stade doit être de 12 à 16 mg Fe(III)/l et au filtre d'amenée de 2 à 5 mg Fe(III)/l. S'il fallait obtenir des résidus égaux de phosphore dans un seul stade de dosage, un dosage beaucoup plus grand serait nécessaire.

4.2 Dosage des produits annexes de filtration

L'addition de sels-Fe(III) aux eaux usées donne des concentrations en particules plus fortes et des floccs de faible résistance plus volumineux. Ces suspensions sont caractérisées par une forte perte de charge et une percée précoce. Le mélange de particules organiques et de précipités inorganiques (de l'ordre de 30% à 50% de la masse solide totale) peut être traité avec des polymères pour développer la fixation des solides du filtre donc pour augmenter le temps jusqu'à la percée. Neutralisation de la charge et floculation de comblement sont les mécanismes en jeu, amenant un renforcement des floccs et un mouvement de la distribution des particules vers des agglomérats plus grands.

Aux Figs. 11 (Page 14) et 12 (Page 14) les coefficients de filtration et les gradients de pression sont tracés par rapport au dépôt de solides, indiquant des performances de filtre avec un dosage de polymères polyacryliques ayant différents groupes ionisables et sans addition de polymères.

5. Effet de la vitesse de filtration et de la granulométrie

Dans l'équation cinétique (4) décrivant l'enlèvement des particules avec la profondeur, les coefficients du filtre λ_{Ai} (attache superficielle) et λ_{Bi} (tamisage) dépendent de plusieurs variables de filtration telles que la dimension des particules, la granulométrie, la vitesse de filtration, le dépôt de solides et les interactions superficielles chimiques. Dans des conditions chimiques constantes, la distribution des dimensions des particules dans l'amenée reste constante et la dépendance de l'efficacité du filtre sur les variables physiques peut être déterminée.

Dans la Fig. 13 (Page 15), le nombre moyen, le volume moyen et les concentrations de masse moyenne dans 14 intervalles de dimension de particule allant de 1 à 100 μm d'échantillons d'eaux usées dans l'amenée du filtre de contact sont donnés par rapport à la dimension des particules. Des données tirées des histogrammes indiquent (1) que le nombre de particules est plus grand dans les dimensions inférieures; (2) que le volume des particules devient élevé pour les plus grandes dimensions, mais (3) que la contribution principale à la masse des particules provient de particules dans la gamme de 20 à 80 μm . La masse totale de particules correspond à la valeur mesurée de $21 \pm 5 \text{ mg TSS/l}$.

Dans une série d'expériences avec des couches peu profondes, la granulométrie variait de 0,5 mm à 4 mm et la vitesse de filtration de 6,7 m/h à 22,4 M/h, afin de mesurer l'effet des deux variables sur (a) le coefficient général du filtre (toutes dimensions de particules incluses) λ_B pour les mécanismes de tamisage et (b) le coefficient général du filtre λ_{Amax} pour l'attache superficielle à sa valeur maximum; les résultats, valables seulement pour les couches supérieures, sont indiqués Fig. 14 (Page 15). D'après une analyse multiple de régression linéaire, les effets de la granulométrie et de la vitesse de filtration sont déterminés comme il est indiqué au Tableau 1.

6. Modélisation d'une filtration en lit profond

Un modèle mathématique a été développé à partir des hypothèses et des recherches ci-dessus. Le modèle empirique qui permet de calculer la distribution des particules de l'effluent, l'enlèvement de la masse des particules, la masse et le volume des solides saisis et la perte de charge correspondante pour une configuration de filtre donnée est décrit ailleurs¹⁰. L'effet des dépôts de solides sur la perte de charge est basé sur l'équation de Carman Kozeny et est mesuré selon le changement de porosité du milieu et la zone superficielle spécifique produite par le volume de particules saisies. Les constantes empiriques de modèle ont été déterminées seulement d'après des expériences à une couche. Les résultats pour deux et trois couches ont été utilisés pour vérifier les calculs du modèle. Les Figs. 15 (Page 15) et 16 (Page 15) montrent que le changement mesuré de la fonction $\lambda = f(\sigma)$ du coefficient du filtre et de la fonction $l = f(\sigma)$ de la perte de charge dans deux couches successives du filtre coïncident bien avec le changement calculé des deux fonctions venant d'un déplacement de la distribution des dimensions des particules d'après les équations de tamisage et de collecte superficielle.

Le changement de la fonction du coefficient du filtre peut s'expliquer d'après les changements dans l'importance relative des mécanismes de collecte tandis que le changement dans la fonction de perte de charge vient de la distribution de densité non homogène des particules. Les mesures et les calculs de densité des particules d'après des études de différents auteurs¹⁰ montrent que les grosses particules (de 80 à 100 μm) ont une densité moins grande que les petites particules (de 1 à 10 μm), donc occupent plus d'espace de pores par masse de solides saisie dans le filtre. Quand plus de grosses particules sont enlevées des couches supérieures, la chute de pression est plus forte pour la même masse de solides déposée dans ces couches comme on peut le voir Fig. 16.

Des études pratiques dans une expérience pilote d'une installation de traitement des eaux d'égout avec un filtre à deux couches contenant de l'antracite et du sable de quartz furent aussi effectuées. Les Figs. 17 (Page 16) et 18 (Page 16) montrent l'évolution de la qualité dans le temps, et de la perte de charge suivant les profondeurs prévues par le modèle et mesurées expérimentalement. Les résultats ont prouvé que les calculs du modèle pouvaient s'appliquer à d'autres prévisions des performances du filtre dans diverses conditions de traitement.

7. Optimisation d'un filtre à deux couches et expérience pratique

Des filtres optimisés en ce qui concerne l'épaisseur de la couche peuvent être conçus avec l'aide de calculs tirés du modèle en se basant sur les deux critères principaux pour les filtres à lit profonds: que le temps de percée et le temps pour obtenir la perte de charge disponible maximale soient égaux. Les courbes de qualité et de temps de perte de charge ont été déterminées à plusieurs reprises en supposant différentes épaisseurs de couches de sable quartzueux (14 à 60 cm) avec des grains de 0,8 à 1,2 mm et des couches d'ardoise expansée (30 à 160 cm) avec des grains de 2 à 4 mm. Le temps de percée t_c pour $c/c_o = 0,25$ et le temps d'épuisement de la perte de charge t_H pour $H = 600 \text{ cm}$ de colonne d'eau ont été déterminés pour chaque cas, aboutissant à une série de combinaisons optima de couches. Les calculs furent faits pour une vitesse de filtration de 20 m/h pour simuler des conditions d'orage. La Fig. 19 (Page 16) montre graphiquement où deux

critères de durée coïncident et quelle durée est à prévoir.

Les résultats de calculs d'optimisation ont été utilisés pour la conception d'une installation de filtration à l'échelle industrielle traitant 8000 m³/jour. Six filtres sous pression, de 6 m² de surface chacun, furent construits, avec une couche de fond de 50 cm de sable quartzéux et une couche supérieure de 135 cm d'ardoise expansée basés sur les calculs du modèle. La station de filtration fonctionne depuis 1979 conformément aux prévisions. Les résultats d'une étude à long terme sont décrits par ailleurs⁴. Diverses données sont résumées aux Tableaux 2 et 3.

Le coût d'investissement pour la station de filtration a

été de 1800 000 Frs.suisse, et des coûts de fonctionnement, personnel inclus, en 1980 de 63 000 Frs.suisse, soit 0,022 Frs.suisse par m³ d'eaux usées traitées. Le coût annuel peut être estimé à 188 000 Frs.suisse ou 0,064 Frs.suisse par m³, pour un taux d'intérêt de 2% (intérêt moins inflation). Le coût annuel de la station de filtration par kg de phosphore enlevé est de 71,60 Frs. suisse par kg P.

Remerciement

L'auteur tient à remercier le Professeur Dr. Werner Stumm, le Dr. Willi Gujer et le Prof. E. Trüeb de la ETH de Zurich pour leurs conseils et avis.

Jiří Rozkydálék and Igor Tesařík, Technical University of Brno, Faculty of Civil Engineering, 637 00 Brno, Czechoslovakia.

"UPFLOW FILTRATION THROUGH A BUOYANT FILTER BED"

1. Introduction

In water treatment, a filter filled with discrete particles with a density higher than water is employed as the main and final separation stage. The flow during filtration is downwards. The filtration layer is cleaned by an upward current of water or water and air. The filter material is usually sand. During washing the grains are graded, the heaviest grains going to the bottom, the lightest to the surface. If the filling is composed of grains with the same density the grain size increases from top to bottom. This state is not good for filtration, since the upper layer of particles rapidly clogs.

There is a limited use of upward flow rapid filters constructions with a flow from the bottom to the top, or of filters fed from top and bottom with take-off in the middle.

There is an entirely new concept of filtration based upon the utilization of particles that are lighter than water. The filtration layer has a tendency to float and is therefore maintained in a stable position by an intermediate layer located in the upper part of the filter. Washing by a downward flow, the filter bed expands in the direction of flow. Washing is carried out exclusively with water.

2. Theoretical analysis of the problem

In the theoretical analysis we started out from the assumption that the layer is composed of isometric spherical particles of the same specific gravity.

The flow of a clean liquid through a stationary layer of solid particles can be expressed by the following relation between dimensionless numbers¹.

$$\psi = \frac{5}{Re} + 0.3 \quad (1)$$

$$\text{where } Re = \frac{\rho \cdot v}{\mu \cdot a} = \frac{\rho d v}{6 \mu (1-m)} \quad (2)$$

$$\psi = \frac{g \cdot d \cdot \Delta h \cdot m^3}{61 (1-m) v^2} \quad (3)$$

- a is the surface of the particles in a unit volume [m⁻¹]
- d is the ball diameter [m]
- g is the acceleration due to gravity [m.s⁻²]
- Δh is the height loss [m]
- l is the height of the granular layer [m]
- m is the porosity of the layer [-]
- v is the apparent velocity [m.s⁻¹]
- μ is the dynamic viscosity [Pa.s]
- ρ is the density of the liquid [kg.m⁻³]

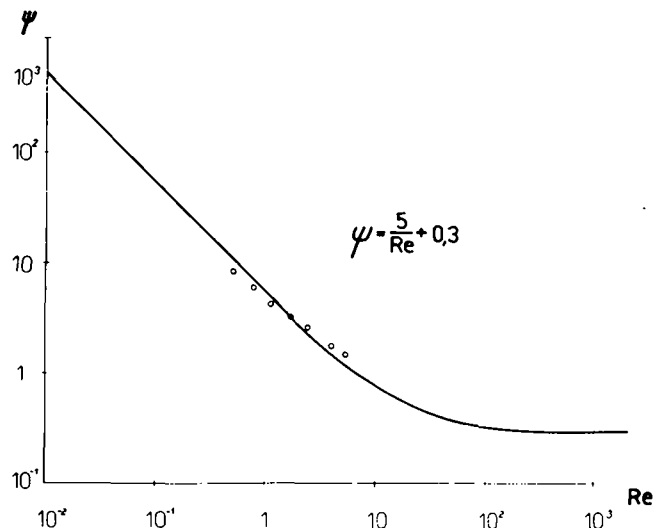


Fig. 1. Friction factor vs. Reynolds number

The relationship (1) is shown graphically in Fig. 1.

During the flow of the liquid with particles clogging of the granular layer occurs. A lot of attention has been devoted in recent years to the theory of clogging^{2,3}.

The starting equations for the clogging phenomenon are:

$$-\frac{dc}{d\mu} = \lambda c \quad (4)$$

$$-\frac{dc}{d\mu} = -\frac{1}{v} \frac{d\sigma}{dt} \quad (5)$$

- where c is the mass concentration of suspended materials [kg.m⁻³]
- t is the time [sec]
- y is the depth of the layer [m]
- λ is the clogging coefficient [m⁻¹]
- σ is the mass concentration of the sediment [kg.m⁻³]

The equations (4) and (5) are solved by numerical methods. Somewhat doubtful is the determination of the clogging coefficient.

For practical applications the following equation has been validated²

$$\Delta h = \Delta h_0 + K c_0 t v \quad (6)$$

where c₀ is the mass concentration on the feed [kg.m⁻³]

Δh_0 is the height loss of the washed layer [m]
 K is a constant for the given example [$\text{m}^3 \cdot \text{kg}^{-1}$]

3. Experiments and experimental facilities

In Fig. 2 is shown the experimental equipment for filtration in a buoyant filtration layer.

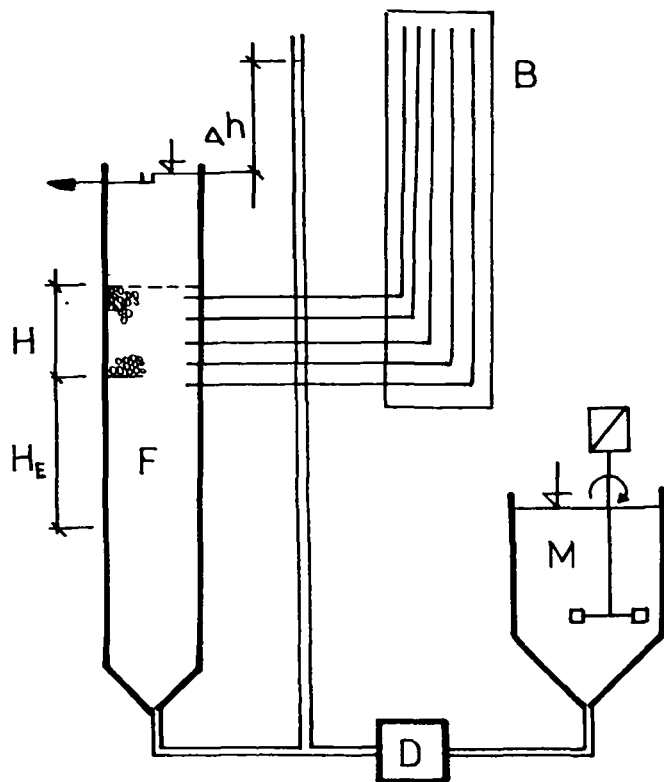


Fig. 2. Experimental installation: F—transparent column, H—depth of the layer, H_E —expansion during washing, D—dosing apparatus, M—mixing tank, B—manometer

The inflowing suspension was prepared artificially by the addition of bentonite to potable water. This suspension pumped into the filter. Ferric chloride $\text{FeCl}_3 \cdot 6 \text{H}_2\text{O}$ and milk of lime were used as precipitating agents.

The experimental equipment was provided with water sampling facilities, in which the residual iron concentration was determined.

The height loss at the individual locations was measured in U-tubes.

The experiments were carried out at various speeds and concentrations of the suspension on the inflow.

From the experiments with clean water the resistance coefficient ψ and Reynolds number Re were evaluated and plotted in Fig. 1.

In Fig. 3 are plotted typical clogging curves from the experiments carried out on the equipment in accordance with Fig. 2.

The washing of the filtration layer was carried out by opening the valve in the bottom of the experimental filter and draining the water from the space above the intermediate layer. Various filtration layer washing rates were tested and the effect of washing was measured (see Fig. 4) by determining the turbidity of the filtrate in the following cycle.

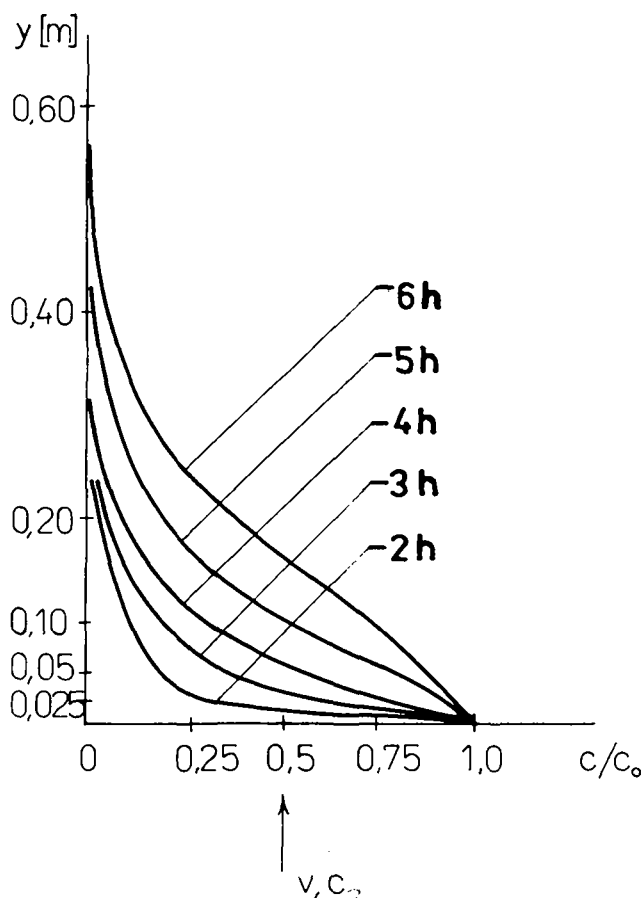


Fig. 3. Clogging curves

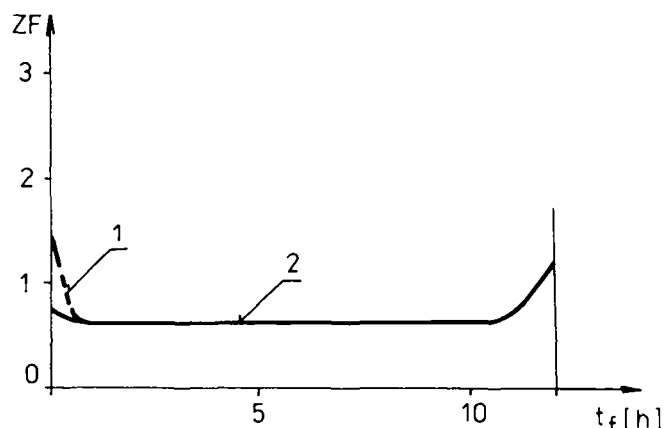


Fig. 4. Quality of water during the filter run: 1—constant washing velocity, 2—velocity according to Fig. 5

4. Evaluation of experiments

In the diagram in Fig. 1 are plotted the values determined on the model equipment (see Fig. 2). A relatively good agreement of the experimental results with the course of the relationship $\psi = f(\text{Re})$ in accordance with the relation (1) confirms the correctness of the application of this relation (1) for the flow of water through a layer of small polystyrene balls in a filter with a buoyant filtration layer.

In Fig. 3 is plotted the course of clogging of a layer with a total depth of 0.6m. The diagrams of dependence for the listed filtration periods represent average data from repeated measurements of the degree of clogging of the layer, through which flows a model suspension of bentonite precipitated by ferric

chloride and milk of lime. Also here is apparent an agreement with the form of the clogging curves through a model layer of small glass balls.

Part of the experimental work was aimed at the investigation of the influence of the filtration layer regeneration method onto the efficiency of washing. The wash water volume was constant for all the measurements. The wash water flow rate was 10 to 35 mm.s⁻¹, the expansion of the layer 32 to 128%. In all cases the efficiency of washing is satisfactory with regard to the quality of the treated water which is discharged from the equipment.

The initial mild contamination of the water which arises after washing at higher rates, is caused by a rapid exit of the filtration layer particles, during which can occur a carry-over of the washed out contamination into the upper part of the layer. As long as the washing rate is controlled in accordance with the relationship given in Fig. 5, the quality of the filtrate is fully satisfactory from the beginning of the flow of water through the layer, even in case of a manifold repetition of the filtration cycle. The long-term operation of the equipment (according to Figs. 7 and 8) under practical conditions has confirmed the results of the model investigations.

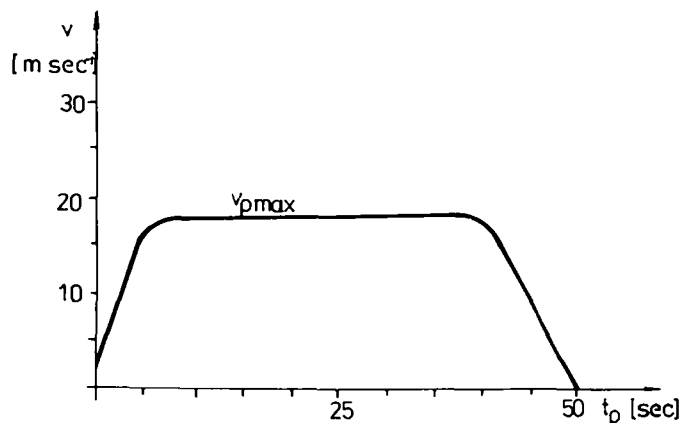


Fig. 5. Velocities during the washing period

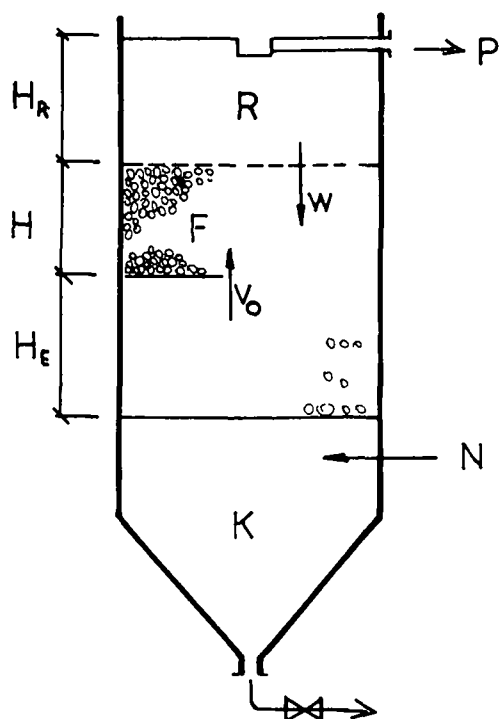


Fig. 6. Scheme for buoyant layer filter: N—inlet, P—outlet, K—thickened sludge, F—filter layer, R—wash water, H_E —expansion during washing

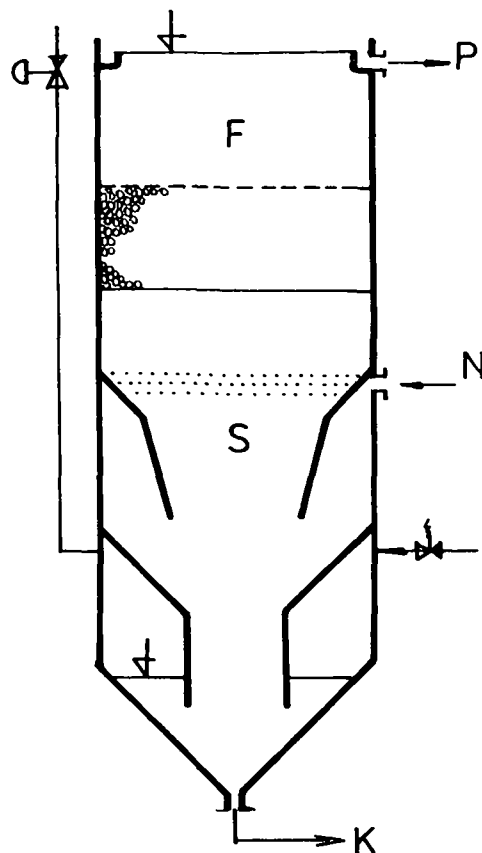


Fig. 7. Filter with sludge blanket clarifier: N—inlet, P—outlet, F—filter, S—sludge blanket, K—concentrated sludge

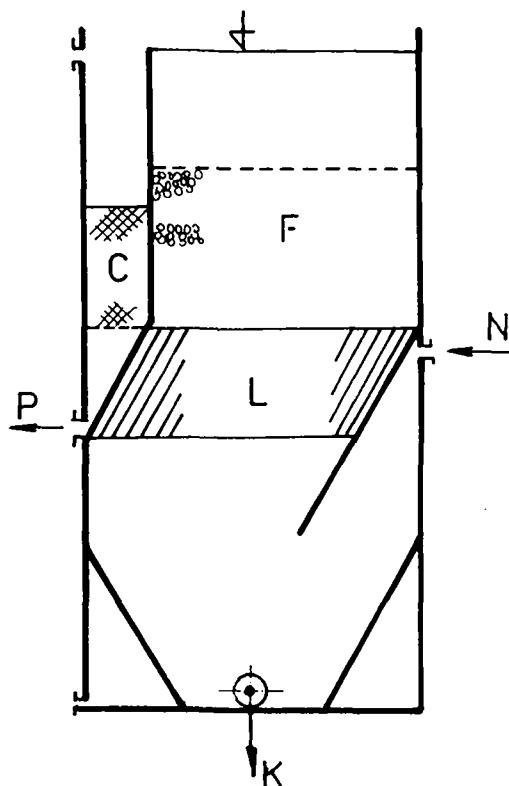


Fig. 8. Package water treatment plant: N—inlet, P—outlet, K—filter, L—lamellae, C—granulated carbon, K—concentrated sludge

5. Operational equipment

The principle of the filter with a buoyant filtration layer

is shown in Fig. 6. The granular filtration layer is formed by small light balls, e.g. prefoamed polystyrene with a specific gravity of 20 to 80 kg.m⁻³. The buoyant filtration layer is held by a screen bottom at a depth of 0.4 to 1 m below the overflow level. The inflowing suspension enters underneath the filtration layer and flows upwards through the latter, i.e. in a reverse manner in comparison with sand filters. The contamination retained by the filtration layer is stored in the pores between the small balls. Through a gradual contamination of the filtration layer its resistance rises. As soon as the pressure loss attains the preset value, there automatically begins the washing of the filter. A signal for this is the attainment of a preset water level in the delivery tube which is connected to the space below the filtration layer, through which a channel is opened for discharging the contaminated wash water from the filter.

The treated water which is in the storage space above the filtration layer, flows during the washing of the layer in a downward direction at a rate of 10 to 35 mm.s⁻¹, i.e. several times faster than during filtration. Through this occurs an expansion of the filtration layer by 30 to 200% and the strong turbulence washes out the particles retained on the filter. The washing of the filtration layer lasts approximately 20 to 90 seconds. After the reverse flow of the water through the layer has been stopped, there occurs immediately the formation of a new filtration layer (due to the considerable difference in the specific gravities of the water and the prefoamed polystyrene balls).

During the washing of the filtration layer the pumping of raw water with a dose of the coagulating agent is generally not stopped, since the very short washing period does not affect economically the operation of the filter. The discharged wash water is generally introduced into the pumping sump or into an auxiliary tank, from which it is slowly and gradually returned in the course of filtration back into the filter inflow.

In this method of filtration, the used wash water circulates in the treatment plant circuit and the filter

operates practically without wash water losses which means a considerable saving of operating costs.

In Fig. 7 are shown examples of a combination of a filter with a clarifier or a filter with a sedimentation tank by combining the two processes into a common vessel of a complex treatment plant which also includes flocculation. This makes possible a very simple construction of a single-stage or two-stage water treatment plant, where in a common tank all the technological water treatment processes take place: flocculation, first stage of separation and filtration, including the thickening of the settled sludges and the washing of the filtration layer.

In Fig. 8 is shown a vertical cross section through the equipment of a small complex water treatment plant which is formed by a rectangular vertical tank which includes beside flocculation a lamellar sedimentation tank, a filter with a buoyant filtration layer, a sludge thickener as well as an auxiliary sump for retaining the contaminated wash water. The treated water overflow into the side space, from which it flows out during the washing process. This space can alternatively be utilized as a secondary filter filled with activated carbon. The equipment is manufactured from steel sheets that are provided with corrosion resistant coatings or from plastics.

References

1. Carman, P. G.: Flow of gases through porous media. Butterworths Scientific Publications, London, 1956
2. Ives, K. J.: Theory of filtration. In: IWSA Congress Vienna, 1969. p. K1-47
3. Huisman, L.: Rapid Filtration. Delft, TU, 1974
4. Mikš, L.: CS patent. 128 459
5. Kořínek, M., Paar, M.: CS patent 141 652
6. Rozkydálék, J.: Kalous, J.: CS patent 189 242

**Jirí Rozkydálék, Igor Tesarik, Université Technique de Brno, Faculté du Génie Civil
637 00 Brno, Tchécoslovaquie.**

"FILTRATION ASCENDANTE À TRAVERS UN LIT FLOTTANT ET BLOQUÉ DE PARTICULES PLUS LÉGÈRES QUE L'EAU"

1. Introduction

En général, un filtre utilisé comme stade de séparation principal et final dans le traitement de l'eau est rempli de particules ayant une densité plus grande que l'eau. Le flux pendant la filtration va du haut vers le bas. Le lavage de la couche de filtration se fait en injectant dans la couche un courant d'eau ou d'air et d'air de bas en haut. Le sable est le matériau le plus souvent employé. Pendant le lavage les grains sont reclassés, les plus lourds allant au fond, les plus légers restant à la surface du lit filtrant. Si le remplissage est composé de grains de même densité, la dimension du grain augmente dans les sens de haut en bas. Ceci ne convient pas pour la filtration, du fait que la couche supérieure de particules colmate rapidement.

Moins fréquemment, ont été utilisés des filtres rapides ayant un flux ascendant et descendant ou avec soutirage en milieu de la couche.

Un concept entièrement nouveau de séparation utilise une méthode basée sur l'utilisation de particules plus légères que l'eau. La couche de filtration a tendance à flotter; elle est maintenue en position stable par un fond intermédiaire placé dans la partie supérieure

du filtre. Le lavage se fait par injection vers le bas, le lit est expensé dans la direction du flux. Le lit est lavé seulement avec de l'eau.

2. Analyse théorique du problème

Pour l'analyse théorique, nous avons supposé que la couche se composait de particules sphériques isométriques de même poids spécifique.

Le flot de liquide propre à travers une couche stationnaire de particules solides peut s'exprimer dans le rapport suivant entre des nombres sans dimension¹.

$$\psi = \frac{5}{Re} + 0.3 \quad (1)$$

$$\text{où } Re = \frac{\rho \cdot v}{\mu \cdot a} = \frac{\rho d u}{6 \mu (1-m)} \quad (2)$$

$$\psi = \frac{g.d. \Delta h \cdot m^3}{6 l (1-m) v^2} \quad (3)$$

a étant la surface des particules dans une unité de volume [m⁻¹]

d le diamètre de la particule [m]

g	l'accélération due à la gravité	[m.s ⁻²]
Δh	la perte de charge	[m]
l	la hauteur de la couche granulaire	[m]
m	la porosité de la couche	[—]
v	la vitesse apparente	[m.s ⁻¹]
μ	la viscosité dynamique	[Pa.s]
ρ	la densité du liquide	[kg.m ⁻³]

Le rapport (1) est montré graphiquement Fig. 1 (Page 20).

Le colmatage des particules de la couche granulaire a lieu pendant le passage du liquide. Une attention particulière a été consacrée à la théorie du colmatage depuis quelques années^{2,3}.

Les équations initiales du phénomène de colmatage sont:

$$-\frac{dc}{dy} = \lambda c \quad (4)$$

$$-\frac{dc}{dy} = -\frac{1}{v} \frac{do}{dt} \quad (5)$$

c étant la concentration de la masse des matériaux suspendus [kg.m⁻³]

t le temps [sec]

γ l'épaisseur de la couche [m]

λ le coefficient de colmatage [m⁻¹]

o la concentration de la masse du sédiment [kg.m⁻³]

Les équations (4) et (5) sont résolues par des méthodes numériques. La détermination du coefficient de colmatage. L'équation (2) est utilisable pour des applications pratiques.

$$\Delta h = \Delta h_0 + K c_0 t v \quad (6)$$

où c₀ est la concentration de la masse [kg.m⁻³]

Δh₀ la perte de charge de la couche lavée [m]

K une constante pour l'exemple donné [m³.kg⁻¹]

3. Expériences et installations expérimentales

La Fig. 2 (Page 21) montre le matériel expérimental nécessaire pour filtrer sur un lit fluidisé.

La suspension d'entrée fut préparée artificiellement en ajoutant de la bentonite à de l'eau potable. Cette suspension fut amenée par une pompe dans le filtre. Du chlorure ferrique FeC13.6H2O et du lait de chaux furent employés comme agent coagulant.

L'équipement expérimental est pourvu d'un système de prélèvement d'échantillons d'eau dans lesquels sont déterminés la concentration résiduelle de fer.

La perte de charge aux emplacements individuels fut mesurée dans des tubes en U.

Les expériences furent réalisées à diverses vitesses et concentrations de la suspension entrante.

Le coefficient de résistance ψ et le nombre de Reynolds Re furent calculés d'après les expériences conduites avec un flux d'eau claire et ils sont indiqués Fig. 1.

Les courbes de colmatage typiques sont tracées Fig. 3 (Page 21) d'après les expériences réalisées sur le matériel suivant la Fig. 2.

Le lavage de la couche de filtration fut fait en ouvrant la vanne située au fond du filtre expérimental et en drainant l'eau de l'espace au-dessus du fond intermédiaire. Plusieurs vitesses de lavage de la couche de filtration furent testées et l'effet du lavage fut mesuré (voir Fig. 4) (Page 21) en déterminant la turbidité du filtrat dans le cycle suivant.

4. Evaluation des expériences

La Fig. 1 indique les valeurs déterminées sur le matériel modèle (voir Fig. 2). Il existe une bonne concordance des résultats de l'expérience avec le rapport $\psi = f(\text{Re})$ suivant l'équation (1) qui confirme l'exactitude de l'application de cette équation (1) pour le passage d'eau à travers une couche de petites billes en polystyrène dans un filtre en lit fluidisé.

Le colmatage d'une couche ayant une épaisseur totale de 0,6m est tracée Fig. 3. Les schémas de dépendance pour les périodes de filtration indiquées représentent des données moyennes obtenues après de nombreuses mesures du degré de colmatage de la couche par laquelle passe une suspension de bentonite précipitée avec du chlorure ferrique et du lait de chaux. Ici aussi il y a concordance avec la forme des courbes de colmatage sur une couche modèle de petites billes en verre.

La partie essentielle du travail expérimental traitait de l'étude de l'effet de la méthode de régénération de la couche de filtration sur l'efficacité du lavage. Le volume d'eau de lavage fut le même pour toutes les mesures. La vitesse de flux de l'eau de lavage fut entre 10 et 35mm.s⁻¹; l'expansion de la couche de 32 à 128%. Dans tous les cas le lavage est efficace par rapport à la qualité de l'eau traitée qui sort de l'installation.

La contamination initiale de l'eau qui a lieu après un lavage à des vitesses plus grandes vient de la sortie rapide des particules de la couche de filtration, pouvant entraîner une partie des matières retenues dans la partie supérieure de la couche. Tant que la vitesse de lavage est contrôlée suivant le rapport donné Fig. 5 (Page 22), la qualité du filtrat est satisfaisante dès le début du passage de l'eau à travers la couche, même dans le cas d'une répétition manifeste du cycle de filtration. Le fonctionnement à long terme du matériel (d'après les Figs. 7 (Page 22) et 8 (Page 22) dans des conditions pratiques a confirmé les résultats de l'étude.

5. Matériel opérationnel

Le principe du filtre avec couche de lit flottant et bloqué est montré Fig. 6 (Page 22). La couche de filtration granulaire est formée par de petites billes légères—du polystyrène avec un poids spécifique de 20 à 80 kg.m⁻³ par exemple. La couche de filtration flottante est maintenue par un fond tamisé à une profondeur de 0,4 à m. en-dessous du niveau du trop-plein. L'eau à clarifier entre sous la couche de filtration et la traverse, c'est-à-dire en sens inverse par rapport aux filtres de sable. Les particules retenues par la couche de filtration sont emmagasinées dans les vides entre les petites billes. La perte de charge monte avec une saturation progressive de la couche de filtration. Dès que la perte de charge atteint la valeur pré-réglée, le lavage du filtre commence automatiquement. Un signal pour ceci est le fait qu'un niveau pré-réglé de l'eau est atteint dans le tube qui est relié à l'espace sous la couche de filtration, à travers laquelle une vanne est ouverte pour décharger l'eau de lavage contaminé du filtre.

L'eau traitée qui se trouve dans l'espace de stockage au-dessus du fond de filtration passe pendant le lavage de la couche dans une direction vers le bas à une vitesse de 10 à 35mm.s⁻¹, soit plusieurs fois plus vite que pendant la filtration. Ceci entraîne une expansion 30 à 200% de la couche de filtration et avec la forte agitation les particules emprisonnées dans le lit filtrant sont enlevées. Le lavage de la couche de filtration prend de 20 à 90 secondes. Une fois que le flux inversé de l'eau à travers la couche a été arrêté, une nouvelle couche de filtration se forme immédiatement (à cause de la différence considérable des gravités spécifiques de l'eau et des billes de polystyrène.)

Pendant le lavage de la couche de filtration, le

pompage d'eau brute avec une dose de l'agent coagulant n'est généralement pas arrêté, la période très brève du lavage n'affectant pas économiquement le fonctionnement du filtre. L'eau de lavage déchargée est généralement introduite dans un puisard ou un réservoir auxiliaire, et elle est ramenée lentement et peu à peu pendant la filtration dans l'arrivée d'eau du filtre.

Avec cette méthode de filtration, l'eau de lavage usée circule dans le circuit de l'installation de traitement et le filtre fonctionne pratiquement sans perte d'eau de lavage, donc permettant d'avoir une économie considérable dans les frais de fonctionnement.

Des exemples d'une combinaison d'un filtre avec un décanteur ou d'un filtre avec un réservoir de décantation en combinant les deux méthodes dans un seul récipient d'une installation de traitement complexe, qui comprend aussi la floculation, sont donnés Fig. 7. Ceci permet d'avoir une construction très simple d'une

installation de traitement de l'eau à un ou à deux stades où, dans un réservoir commun, tous les processus technologiques du traitement de l'eau se font: floculation, premier stade de séparation et de filtration, épaissement des boues déposées et lavage de la couche de filtration inclus.

Fig. 8 montre une section transversale verticale du matériel d'une petite installation complexe du traitement de l'eau, formée par un réservoir vertical rectangulaire qui comprend en plus de la floculation un bac de décantation lamellaire, un filtre avec une couche flottante, un épaisseur de boue ainsi qu'un puisard auxiliaire pour retenir l'eau de lavage contaminée. L'eau traitée déborde par-dessus le côté par où elle sort pendant le lavage. Cet espace peut aussi servir comme filtre secondaire rempli de charbon actif. Le matériel est fabriqué en feuilles d'acier revêtues d'une couche anti-corrosive ou en plastique.

J. Sibony, O.T.V. (France).

"DEVELOPMENT OF AERATED BIOLOGICAL FILTERS FOR THE TREATMENT OF WASTE AND POTABLE WATER"

High-speed filtration, whatever its application, has long been regarded as an essentially mechanical process. Over the last few years biological phenomena have come to light which development engineers have tried to turn to good account. These phenomena relate especially to the nitrification of ammonia and to the biological activity which plays a part in fixing organics when water is filtered through activated carbon.

It quite quickly became clear that, in certain instances at least, the limiting factor was the quantity of oxygen available in the raw water (this was found to apply particularly to water with high concentrations of ammonia and organics and invariably to the treatment of waste water).

Processes which make use of aerated filters—already in existence here and there in some special cases—have received particular attention over the last 15 years. These processes have now been applied to the biological treatment of waste water and, with increasing frequency, to the treatment of drinking water. At first sight, fine mechanical filtration for the treatment of potable water seemed to be inconsistent with the injection of air into the filter medium. When the total removal of the suspended matter is aimed at, it is therefore necessary to follow up aerated filtration with a traditional filter or, even better, to inject air into the centre of the filter by some suitable device. Different techniques are possible according to the result required.

By considering the main applications of classical filtration we shall demonstrate the potential rôle of aerated filtration, the techniques to be used and the results achieved in a few actual applications.

1. Direct filtration of raw water with a light or medium pollution load

The traditional technique entails two or three-layer filtration designed to maximize the pollutant storage capacity.

While this is basically a physical process, the operator may carry out coagulation or incident flocculation—sometimes known as 'micro-flocculation'—prior to filtration.

The difficulty lies in specifying the qualitative limits of water suitable for such treatment.

Often, the turbidity and the concentration of suspended particles are the only criteria considered.

The colour of the water and its total organic carbon content may, however, demand the use of a large quantity of coagulant, not to obtain a heavy floc but primarily to bring about the adequate separation of the impurities by rendering them insoluble or adsorbing them on the hydroxide formed.

This results in a shortening of the filtration cycles.

In addition, when choosing such a process, allowance has to be made for all the qualities of raw water liable to occur in the course of the year.

The granulometry of the filter media then ranges between 0.5 and 3.5 mm depending on the applications.

In this context, aerated filtration can replace multi-layer filtration. The water flows downwards through the filter, and the aeration can take place at the bottom of the bed, in which case the process must be followed by filtration of the traditional type. However, it can also be performed to advantage by using air injection devices located in the heart of the filter bed so as to leave a non-aerated zone in which the filtration process is completed (Fig. 1) (Page 28). The aerated layer itself provides substantial storage capacity as the air flow prevents surface clogging and enables its entire volume to be utilized. Such a filter is known as a **BIOCARBONE FILTER**.

This technique can be used with a single medium or with a bottom layer of fine sand surmounted by a lighter and coarser medium. In the latter case the result is equivalent to a three-layer filter, i.e. from the bottom—fine sand, lighter static medium and light aerated medium. The possibility of varying the air flow lends the process increased flexibility.

The attraction of aeration is not, of course, restricted to this one mechanical function. Where necessary, it can be used for the nitrification of ammonia in concentrations far higher than can be handled by traditional filtration. Where a coagulant is used, it can speed up flocculation. With a top layer consisting of activated carbon, it reinforces the biological removal of biodegradable organics.

Such a process is being used by the Annet sur Marne treatment plant of the Paris region of the French Water Supply Company for a large part of the year when the raw water carries a light or medium load of suspended particles.

Figs. 2 and 3 (Page 29) show the two treatment sequences possible in this plant. The volume handled is 20,000 m³/d passing through two filters of 52 m² each.

The biological treatment line with aerated filtration includes preozonation carried out with the gas recovered from the vents of the final ozonation columns. The filtration rate is 8 m³/m²/h. The filters contain a 1.80 m layer of carbon with aeration at 0.6 m below the upper surface of the carbon. The carbon particle size is between 1 and 2 mm.

The air flow to the filters can be varied from 0 to 5 m³/m²/h.

The flow rate depends both on the oxygen needed to sustain the biological action and on the physical parameters capable of optimizing the filtration process in the body of the aerated layer.

The duration of the filtration cycle can consequently vary from about 7 hours with the air supply cut off to 42 hours with an injection rate of 4 m³/h of air per m² of filter.

For the direct filtration of raw water, coagulant is used at a rate of about 7 mg/l. This results in filtered water with a turbidity of less than 0.3 JTU. Set in

The following table summarizes the results of direct filtration during the 1981 operating period:

The performance at the Annet sur Marne treatment plant of aerated biological filtration compared with that of a traditional process of clarification and filtration

	Raw water	Aerated biological filter	Physico-chemical process with filtration on non-aerated activated carbon
Mean coagulant dosage (WAC)		6.9 mg/l	17.4 mg/l
Mean additive dosage		0.1 mg/l	0
Mean chloride dosage for prechlorination		2.3 mg/l	0
Electricity consumed (filter washing, aeration, clarifier operation in the physico-chemical process)		37.8 Wh/m ³	32 Wh/m ³
Turbidity (JTU)	10-20	<0.2	<0.2
Potassium permanganate oxidizability (mg/l of O ₂)	3	1.9	2
TOC (mg/l)	3.2	2	2.1

parallel with the aerated filters, the first sections of the plant built from 1973 onwards use a complete physicochemical treatment line with prechlorination, coagulation and flocculation. Clarification is carried out in a combined unit with a fluidized bed of micro-fine sand, the FLUORAPID, and filtration through sand or activated carbon (2 filters out of 4). The rate of coagulant dosing is 15-25 mg/l, a sodium alginate being used as additive.

— The quantity of sludge generated by the biological process is less than that produced by the physico-chemical process. The relevant balance is being prepared.

— The beneficial effect of the preferential removal of the biodegradable organics at the treatment stage must improve the stability of the water in the distribution system. Established in other cases, this observation could not be confirmed here as the different qualities of water are mixed before delivery to the system.

The process has been applied to other qualities of raw water over long periods.

We have summarized in the following table the details of the applications and the results obtained in three typical cases.

The examples cited below give an idea of the possibilities for applying the process to direct filtration.

To complete the picture, mention must be made of tests carried out on impounded water polluted with humic and fulvic acids. Removal of these compounds was poor. Tests are in progress to establish the best method of treatment for improving their biodegradability.

2. Rapid filtration after clarification

Traditional practice uses a homogeneous bed of sand. The retention of suspended matter takes place mainly at the surface with large head losses in relation to the weight of the retained particles. The use of an aerated filter is attractive if it can be utilized for direct filtration of the raw water for part of the year (as at the Annet sur

Three examples of direct filtration of raw water using an aerated filter

Nature of raw water	Composition of filter used	Quality of the raw water				Quality of the treated water				Coagulant dosage rate
		Turbidity	T.O.C.	Permanganate oxidizability	NH ₄ ⁺	Turbidity	T.O.C.	Permanganate oxidizability	NH ₄ ⁺	
River water direct filtration of raw water	baked clay 1 m granulometry: 1.40-2.8 mm sand: 0.5 m granulometry: 0.8-1.2 mm air injection 0.5 m above sand	5-25 JTU	4-7.2 mg/l	3-6 mg/l	0-4 mg/l	<0.5 JTU	2-3.4 mg/l	1.5-2.4 mg/l	0-0.1 mg/l	Aluminium sulphate: 5 mg/l 30 mg/l for water with heaviest load of suspended particles
River water direct filtration of raw water	same composition but clay replaced by activated carbon	3-15 JTU	2-6 mg/l	1.5-5 mg/l	0-1 mg/l	<0.5 JTU	1.5-2.5 mg/l	1-2 mg/l	<0.05 mg/l	ditto
Borehole direct filtration of raw water	activated carbon: 1 m sand: 0.80 m granulometry: 1-1.4 mm air injection 0.1 m above sand	1-19 JTU	—	0.25-2.5 mg/l	0.3-0.5 mg/l	<0.5 JTU with coagulant 1-2.4 JTU without coagulant	—	0.1-0.5 mg/l	<0.05 mg/l	0-10 mg/l of aluminium sulphate

Marne treatment plant). The clarifier is then brought into operation for a few weeks or months a year when the water is either too heavily loaded with suspended matter or too cold. Even then, the presence of an aerated filter offers considerable advantages in that the filtration cycle can then exceed 100 h and the filter is much better able than a traditional unit to tolerate variations in the quality of the clarified water. This solution may be appropriate to existing plants which have to be modernized.

The potential application of the process then depends basically on the height of the available filters.

3. Pretreatment of polluted raw water

Some types of water with very high organic contents are difficult to treat in a traditional physico-chemical plant, which seldom removes more than 50%. If, in addition, the ammonia content is high, then biological pretreatment in an aerated filter may provide an effective solution. In these circumstances, the existence of a complete treatment line removes the need for the mechanical filtering action which was required in the cases considered earlier. Upflow or downflow filtration can therefore be used, as the local conditions dictate.

An upflow filtration test has been carried out on a semi-industrial plant on behalf of the Water Supply Association of the Outer Paris Local Authorities (Fig. 4) (Page 30).

- | | |
|-------------------------------|------------------------------|
| 1. Overflow | 6. Air supply |
| 2. Upper filtered water level | 7. Drain |
| 3. biODAmine | 8. Air compressor |
| 4. Gravel | 9. Raw Seine water feed pump |
| 5. Raw Seine water supply | |

Apart from the removal of the ammonia, it is interesting to note the improvements brought about in the treated water by the aerated filtration pretreatment. The most interesting results relate to the organic nitrogen, the total organic carbon content and the potassium permanganate oxidizability:

Improved performance of a physico-chemical treatment plant achieved by pretreatment in an aerated biological filter used to treat ammoniacal nitrogen

Parameter	Concentration in raw water mg/l	Water filtered through sand % reduction of initial content	
		traditional physico-chemical process	physico-chemical preceded by aerated filter
Organic nitrogen	0.75 N	0	39
Organic carbon	6.50 C	52	63
Oxidizability (oxygen consumed)	3.4 O ₂	62	74

4. Iron and manganese removal

The function of traditional filtration is to retain the ferric hydroxide and manganese oxide which have been precipitated previously. Surface filtration on a homogeneous bed or, if the iron concentration is very high, multilayer filtration may be employed. A biological process may take place within the filter medium, although its significance has not yet been fully explained. Aerated downflow filtration acquires a very special interest here if the aeration is performed in the heart of the filter so that the filtering action takes place in the lower portion. The same unit then effects both the oxidation and the retention of the iron. A filter of this kind is also effective in removing manganese.

Where the iron or manganese are present as complex compounds, precautions must, of course, be taken in both cases.

5. Water filtration after biological denitrification treatment

The increase in the nitrate concentrations of groundwater led us to investigate the application of biological denitrification to the treatment of potable water. The result of this was the development of an anoxic biological filtration process using ethyl alcohol as a carbonaceous substrate. The water denitrified in this way contains no dissolved oxygen and needs to be aerated and freed from the suspended particles produced and from the traces of organics persisting after the denitrification treatment.

These three objectives can be achieved in an aerated filter with a layer of activated carbon at the surface. A denitrification plant will therefore comprise two filters in series: an anoxic denitrifying filter and an aerated 'finishing' filter.

The first plants of this type are currently being built in France. Preliminary tests culminated in October 1981 in approval being given by the French Ministry of Health acting on the favourable recommendation of the Higher Council of Public Health of France.

As far as the finishing treatment in the aerated filter is concerned, the results may be summarized as follows:

T.O.C. in raw water mg/l	T.O.C. in raw water plus organic substrate mg/l	T.O.C. in water at aerated filter outlet mg/l
1.3	14.1	1.4
1.3	6.8	0.8
0.5	6	0.1
1.5	9.3	1.1
1.3	9.1	0.9
0.9	7.7	1.1

6. Waste water treatment

It is in this area that aerated filtration really comes into its own. By choosing filter media with a granulometry of between 2 and 5 mm it is possible to achieve very high levels of efficiency, and the injection of air into the heart of the filter bed allows the limits imposed by the use of preliminary saturation to be exceeded. This means that filtration is no longer confined within the limits of a 'finishing' treatment but constitutes a complete treatment suitable for application to water which has merely undergone primary clarification. This treatment may involve only the reduction of the BOD₅ or it may extend to nitrification. The loads applied are in this case about 10 times higher than in the earlier biological filters. This is illustrated by the following table and by Figs. 5, 6 and 7 (Page 31). Plants are being built in

		Raw water mg/l	Treated water mg/l	Loading kgCOD/ m ³ /day	Efficiency %
Traditional treatment	BOD ₅	300	15	10-12	95
	COD	650	65		90
	SS	350	7		98
	TKN	70	32		55
Nitrification	BOD ₅	300	6	4-4	98
	COD	650	40		94
	SS	350	7		98
	N-NH ₄	45	1		98
Industrial effluent	BOD ₄	1000	20		98
	COD	1700	80		95
	SS	500	10		98

France for treating the effluent generated by communities of 5,000-50,000 persons, and there is nothing to prevent the use of the technique from being extended in both directions.

There are, then, many potential applications for aerated filters, and we have described a number of cases in which they have been used in industrial plants

and semi-industrial pilot units.

In its modern form, the aerated filter is a completely original tool.

Its proper place in the range of available treatments will be established by actual applications, now and in the future.

J. Sibony, O.T.V. (France).

"DEVELOPPEMENT DES FILTRES BIOLOGIQUES AÉRÉS EN TRAITEMENT D'EAU POTABLE ET D'EAU RÉSIDUAIRE"

La filtration rapide quelle que soit son application, a été longtemps considérée essentiellement comme un processus mécanique. Depuis quelques années on a mis en évidence des phénomènes biologiques dont on a essayé de tirer parti. Il s'agit surtout de la nitrification de l'ammoniaque et de l'effet biologique qui participe à l'abattement des matières organiques lors de la filtration sur charbon actif.

Il est apparu assez rapidement, au moins dans certains cas, que l'élément limitant était la quantité d'oxygène disponible dans l'eau à traiter (notamment pour les teneurs élevées en ammoniaque ou en matières organiques et toujours en tout cas dans le traitement des eaux résiduaires.)

Les procédés mettant en oeuvre des filtres aérés, existant ici ou là dans des cas particuliers, se sont développés plus particulièrement depuis 5 ans. Ils sont depuis, appliqués aux traitements biologiques des eaux résiduaires et de plus en plus fréquemment en traitement d'eaux potables. A première vue la filtration mécanique fine appliquée en traitement d'eau potable semblait antinomique avec l'injection d'air dans la masse filtrante. Lorsqu'une élimination totale des matières en suspension est recherchée, il faut donc faire suivre le filtre aéré d'un filtre classique ou mieux, injecter l'air en milieu de filtre par un dispositif approprié. Différentes conditions de mise en oeuvre sont possibles en fonction de résultat recherché.

En reprenant les principaux cas d'applications de la filtration classique, nous allons montrer le rôle que peut jouer la filtration aérée, les conditions de sa mise en oeuvre et les résultats obtenus sur quelques exemples concrets:

1. Filtration directe d'eau brute peu chargée ou moyennement chargée

La technique classique met en oeuvre une filtration sur bicouche ou tricouche de manière à disposer d'une capacité de stockage de matières plus importante.

Il s'agit d'un processus essentiellement physique, mais l'on a ici la possibilité de faire précéder la filtration d'une coagulation, voire d'un début de floculation appelée parfois microfloculation.

La difficulté réside dans la définition des limites de qualité d'eau acceptable pour un tel traitement.

La turbidité et la teneur en Matières en suspension sont souvent les seuls critères pris en compte. Or, la couleur et le taux de carbone organique total peuvent imposer la mise en oeuvre d'une quantité importante de réactif coagulant, non pas pour obtenir un floc important, mais surtout pour obtenir un abattement suffisant par insolubilisation et/ou adsorption sur l'hydroxyde formé.

Il en résulte un raccourcissement des cycles de filtration.

Il faut de plus, pour le choix d'un tel procédé, tenir compte de toutes les qualités d'eau brute susceptibles d'intervenir au cours de l'année.

Les granulométries de matériaux filtrants s'échelonnent alors entre 0,5 et 3,5mm selon les applications.

La filtration aérée peut, dans ce contexte, remplacer la filtration multicouche. Elle s'appliquera alors en flux descendant. L'aération peut être effectuée au fond du lit et doit alors être suivie d'une filtration classique. Mais elle peut avantageusement être faite par des raquettes placées au sein du lit filtrant, ménageant ainsi une zone non aérée qui parachève la filtration (Fig. 1); la couche aérée présente, elle, une capacité de stockage importante car tout son volume est utilisé, l'air empêchant le colmatage de surface. Le filtre ainsi constitué est appelé FILTRE BIOCARBONE.

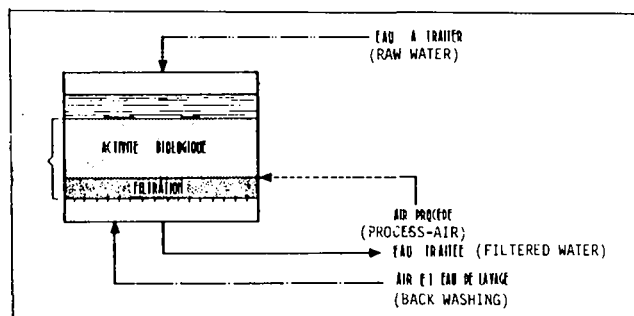


Fig. 1. Schéma de principe d'un filtre aéré à courant descendant

Cette technique peut être utilisée avec un matériau unique ou avec du sable fin en sous-couche, surmonté d'un matériau plus léger et plus gros. Dans ce cas on obtient l'équivalent d'un filtre tricouche: en partant du bas: sable fin, matériau plus léger fixe, matériau léger aéré. La possibilité de moduler le débit d'air confère une grande souplesse au procédé.

L'intérêt de l'aération ne se borne pas, bien entendu, à ce seul rôle mécanique. Il permet, le cas échéant, une nitrification de l'ammoniaque pour des teneurs bien plus importantes que lors d'une filtration classique; en cas d'utilisation d'un coagulant, il peut accélérer la floculation. Avec une couche supérieure constituée de charbon actif, il renforce l'épuration biologique des matières organiques biodégradables.

Une telle filière est utilisée par la Ste Française de Distribution d'Eau dans la Région Parisienne à l'Usine d'Annet sur Marne une grande partie de l'année, lorsque l'eau brute est peu ou moyennement chargée en matières en suspension.

Les Figs. 2 et 3 montrent les deux schémas de traitement possible sur cette usine. Le débit traité est de 20000m³/J. sur 2 filtres de 52m² chacun. La filière biologique avec filtre aéré comporte une préozonation effectuée avec le gaz récupéré dans les événements des colonnes d'ozonation finale. La vitesse de filtration est de 8m³/m²/h. Les filtres comportent une couche de charbon de 1,80m avec une aération à 0,6m de la

surface supérieure du charbon. Celui-ci a une granulométrie comprise entre 1 et 2 mm.

Le débit d'aération des filtres peut varier entre 0 et 5 m³/m²/h.

Le débit dépend à la fois des besoins en oxygène pour l'entretien du traitement biologique et du phénomène physique qui permet de mieux utiliser la filtration dans la masse de la couche aérée.

La durée d'un cycle de filtration peut ainsi passer de 7 h environ si l'on coupe l'aération à 42 h avec l'insufflation de 4 m³/h d'air par m² de filtre.

En filtration directe d'eau brute, un taux de réactif coagulant de l'ordre de 7 mg/l est utilisé. Il permet d'obtenir une turbidité inférieure à 0,3 JTU dans l'eau filtrée. En parallèle avec les filtres aérés, les premières tranches réalisées à partir de 1973 mettent en œuvre une filière physicochimique complète avec préchloration, coagulation—floculation. Décantation dans un ouvrage combiné à lit de microsable fluidisé: le *FLUORAPID* et filtration sur sable ou sur charbon actif (2 filtres sur 4). La dose de coagulant est de 15 à 25 mg/l; un alginat de sodium est utilisée comme adjuvant.

Comparaison des performances d'une filtration biologique aérée avec une filière classique avec décantation et filtration à l'Usine d'Annet sur Marne

	Eau brute	Filière biologique sur filtre aéré	Filière physicochimique avec filtration sur charbon actif non aéré
Taux moyen de coagulant (WAC)		6.9 mg/l	17.4 mg/l
Taux moyen d'adjuvant		0.1 mg/l	0
Taux moyen de chlore en préchloration		0	2.3 mg/l
Préozonation		0.6 à 1 mg/l	0
Energie électrique (lavages des filtres, aération, fonctionnement du décanteur pour la filière physicochimique)		37.8 Wh/m ³	32 Wh/m ³
Turbidité (JTU)	10 à 20	<0.2	<0.2
Oxydabilité au permanganate (mg/l of O ₂)	3	1.9	2
COT (mg/l)	3.2	2	2.1

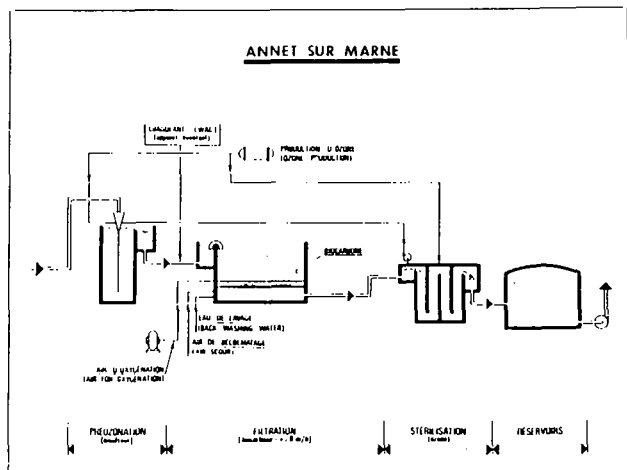


Fig. 2. Filière biocarbone

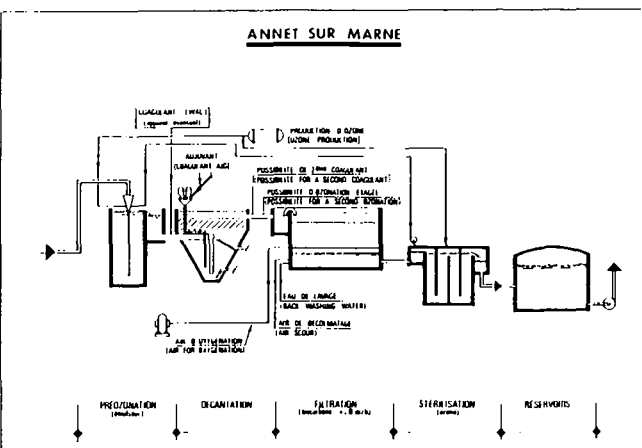


Fig. 3. Filière physicochimique

Le tableau suivant résume les résultats obtenus sur la période de fonctionnement en filtration directe d'eau brute de 1981:

- La quantité de boue produite par la filière biologique est inférieure à celle de la filière physicochimique. Un bilan est en cours sur ce sujet.
- L'effet bénéfique d'une élimination préférentielle des matières organiques biodégradables au stade de traitement, doit améliorer la stabilité de l'eau dans le réseau de distribution. Cette constatation faite dans d'autres cas n'a pas pu être confirmée ici, les différentes qualités d'eau étant mélangées avant le refoulement.

L'application du procédé a été faite avec d'autres qualités d'eaux brutes et sur de longues périodes.

Nous avons résumé dans le tableau suivant les conditions d'application et les résultats obtenus pour trois cas caractéristiques:

Les exemples ainsi fournis donnent un aperçu des possibilités d'application du procédé en filtration directe.

Il faut, pour être complet, mentionner des essais sur une eau de retenue chargée en acides humiques et fulviques: l'abattement obtenu sur ces composés est faible. Des essais sont en cours pour rechercher la meilleure méthode de traitement de manière à améliorer leur biodégradabilité.

2. Filtration rapide après décantation

La technique classique met en œuvre une couche de sable homogène. La rétention des matières en suspension se fait essentiellement en surface avec des pertes de charge importantes par rapport au poids de matières retenues. La mise en œuvre d'un filtre aéré présente un intérêt s'il peut être utilisé en filtration directe d'eau brute une partie de l'année (cas de l'usine d'Annet sur Marne). Le décanteur est mis en fonctionnement quelques semaines ou quelques mois par an, lorsque l'eau est trop chargée en matières en suspension ou trop froide. Même alors la présence d'un filtre aéré apporte des avantages appréciables: le cycle de filtration peut alors dépasser 100 h; la tolérance vis à vis de la qualité de la décantation peut être beaucoup plus grande que pour une filtration classique. Cette solution peut être envisagée pour des usines existantes à réhabiliter.

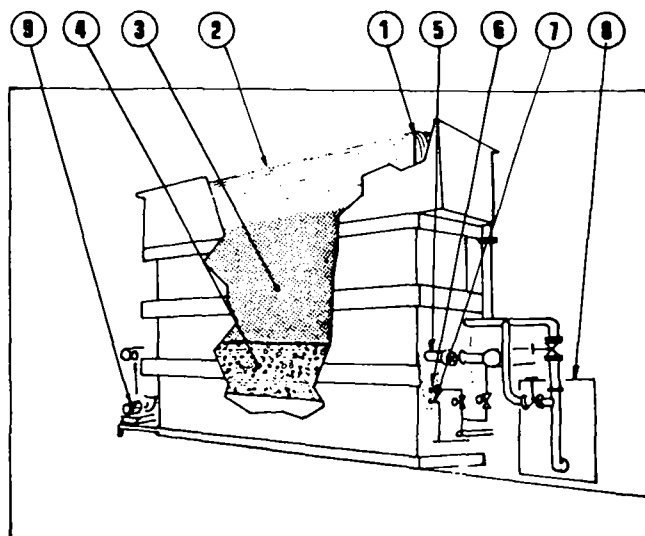
Les possibilités d'application dépendent alors essentiellement de la hauteur des filtres disponibles.

Nature de l'eau brute	Composition du filtre utilisé	Qualité de l'eau brute				Qualité de l'eau traitée				Dose de coagulant utilisé
		Turbidité	C.O.T.	Oxydabilité au permanganate	NH ₄ ⁺	Turbidité	C.O.T.	Oxydabilité au permanganate	NH ₄ ⁺	
Rivière filtration directe d'eau brute	argile cuite 1 m granulométrie: 1.40 à 2.8 mm sable: 0.5 m granulométrie: 0.8 à 1.2 mm injection d'air 0.5 m au-dessus du sable	5 à 25 JTU	4 à 7.2 mg/l	3 à 6 mg/l	0 à 4 mg/l	<0.5 JTU	2 à 3.4 mg/l	1.5 à 2.4 mg/l	0 à 0.1 mg/l	Sulfate d'alumine: 5 mg/l 30 mg/l avec l'eau la plus chargée en matières en suspension
Rivière filtration directe d'eau brute	même composition, argile remplacée par du charbon actif	3 à 15 JTU	2 à 6 mg/l	1.5 à 5 mg/l	0 à 1 mg/l	<0.5 JTU	1.5 à 2.5 mg/l	1 à 2 mg/l	<0.05 mg/l	dito
Forage filtration directe d'eau brute	charbon actif: 1 m sable: 0.80 m granulométrie: 1 à 1.4 mm air à 0,1 m au dessus du sable	1 à 19 JTU	—	0.25 à 2.5 mg/l	0.3 à 0.5 mg/l	<0.5 JTU avec coagulant 1 à 2.4 JTU sans coagulant	—	0.1 à 0.5 mg/l	<0.05 mg/l	0 à 10 mg/l de sulfate d'alumine

3. Prétraitement d'eau brute polluée

Certaines eaux ayant des teneurs en matières organiques très élevées sont difficiles à traiter par une filière physicochimique classique qui donne rarement des abattements supérieurs à 50%. Si, de plus, la teneur en ammoniacque est élevée, un prétraitement biologique sur filtre aéré peut apporter une solution efficace. Dans ce cas, l'existence d'une filière complète nous dispense de l'effet de filtration mécanique recherché dans les cas précédents. La filtration peut alors se faire dans le sens ascendant ou descendant, selon les conditions locales.

Un essai en filtration ascendante a été effectué sur une installation de taille semi industrielle pour le compte du Syndicat des Communes de la Banlieue de Paris pour les Eaux. (Fig. 4)



- | | |
|------------------------------------|--------------------------------|
| 1. Trop-plein | 6. Alimentation air |
| 2. Niveau supérieur eau filtrée | 7. Vidange |
| 3. biODAmine | 8. Surpresseur d'air |
| 4. Gravier | 9. Pompe alim. eau brute Seine |
| 5. Alimentation eau brute de Seine | |

Fig. 4.

Outre l'élimination de l'ammoniacque, il est intéressant de relever les améliorations apportées à l'eau traitée grâce au prétraitement sur filtre aéré. Les résultats les plus intéressants concernent l'azote organique, le carbone organique total et l'oxydabilité au permanganate:

Amélioration des performances d'une filière de traitement physicochimique par un prétraitement biologique sur filtre aéré mis en oeuvre pour le traitement de l'azote ammoniacal

Paramètres	Eau brute teneur en mg/l ⁻¹	Eau filtrée sur sable % abattement de la teneur initiale	
		Filière physico-chimique classique	Filière physico-chimique précédée d'un filtre aéré
Azote organique	0.75 N	0	39
Carbone organique	6.50 C	52	63
Oxydabilité (oxygène consommée)	3.4 O ₂	62	74

4. Deferrisation—demanganisation

La filtration classique a pour rôle de retenir l'hydroxyde de fer ou l'oxyde de manganèse préalablement précipité. Il peut s'agir d'une filtration de surface sur couche homogène ou d'une filtration sur multicouche si la teneur en fer est très élevée. Un processus biologique peut prendre place au sein du filtre sans que l'importance de son rôle soit encore bien défini. La filtration aérée dans le sens descendant revêt ici un intérêt tout particulier si l'on effectue l'aération au sein du lit, la filtration se faisant alors dans la zone inférieure. Le même ouvrage assure donc l'oxydation du fer et sa rétention. Un tel filtre s'avère également efficace pour l'élimination du manganèse.

Bien entendu, dans les deux cas des précautions doivent être prises s'il s'agit de fer ou de manganèse complexé.

5. Filtration d'eau après un traitement de dénitrification biologique

L'augmentation des teneurs de nitrates dans les eaux souterraines nous a conduits à étudier les conditions de la dénitrification biologique en production d'eau potable. Nous avons abouti à un procédé de filtration biologique anoxique en utilisant de l'alcool éthylique comme substrat carboné. L'eau ainsi dénitrifiée est dépourvue d'oxygène dissous, elle doit être aérée, débarrassée des matières en suspension produites et des traces de matières organiques subsistant après le traitement de dénitrification.

Ces trois objectifs peuvent être obtenus dans un filtre aéré comportant en surface une couche de charbon actif. Une installation de dénitrification comportera donc deux filtres en série: un filtre dénitrificateur anoxique et un filtre "finisseur" aéré.

Les premières installations de ce type sont en cours de réalisation en France. Les essais préalables ont permis d'obtenir en octobre 1981 l'approbation du Ministère de la Santé Publique après avis favorable du Conseil Supérieur de l'Hygiène Publique de France.

Les résultats peuvent être résumés comme suit, pour ce qui concerne l'affinage par filtre aéré.

COT de l'eau brute mg/l	COT de l'eau brute plus substrat organique mg/l	COT en sortie du filtre aéré mg/l
1.3	14.1	1.4
1.3	6.8	0.8
0.5	6	0.1
1.5	9.3	1.1
1.3	9.1	0.9
0.9	7.7	1.1

6. Traitement d'eau résiduaire

La filtration aérée trouve là son domaine d'application par excellence: Le choix d'une granulométrie de matériaux filtrants comprise entre 2 à 5mm permet d'atteindre des rendements très élevés; l'injection d'air au sein du lit permet de dépasser les limites imposées lorsque l'on procède par saturation préalable. La filtration sort donc du cadre restreint de la "finition" pour devenir un traitement complet applicable sur une eau ayant subi une simple décantation primaire. Le traitement peut concerner la seule réduction de la DBO₅ ou aller jusqu'à la nitrification. Les charges appliquées sont alors environ 10 fois plus élevées que dans les anciens lits bactériens. C'est ce qui apparait sur le tableau suivant ainsi que sur les Figs. 5, 6 et 7. Des stations sont réalisées en France pour traiter les

		Eau brute mg/l	Eau épurée mg/l	Charge volumique kgDCO/m ² /jour	Rendement %
Traitement classique	DBO ₅	300	15		95
	DCO	650	65	10-12	90
	MeS	350	7		98
	NTK	70	32		55
Nitrification	DBO ₅	300	6		98
	DCO	650	40	4-5	94
	MeS	350	7		98
	N-NH ₄	45	1		98
Eau industrielle	DBO ₅	1000	20		98
	DCO	1700	80		95
	MeS	500	10		98

effluents de populations comprises entre 5000 et 50000 habitants et rien ne s'oppose à l'élargissement de cette gamme dans les deux directions.

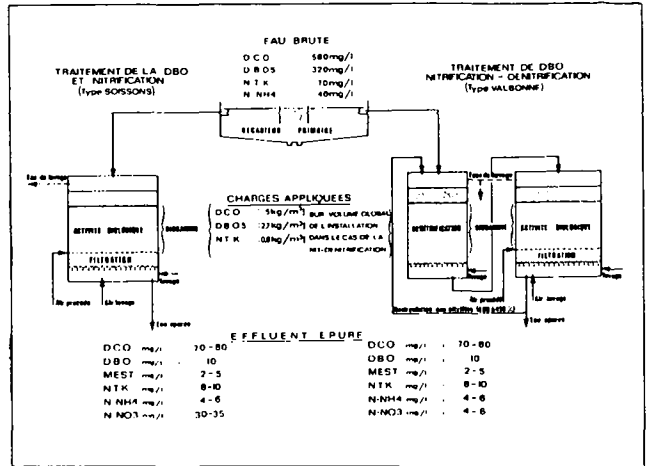


Fig. 5. Filtre aéré: Nitrification d'eau résiduaire urbaine

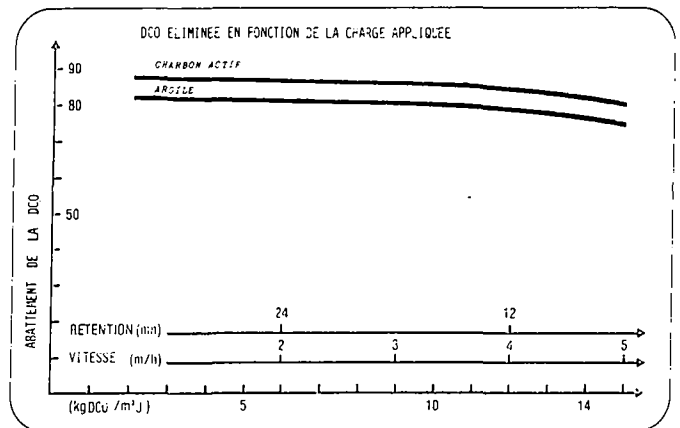


Fig. 6. Eau résiduaire urbaine

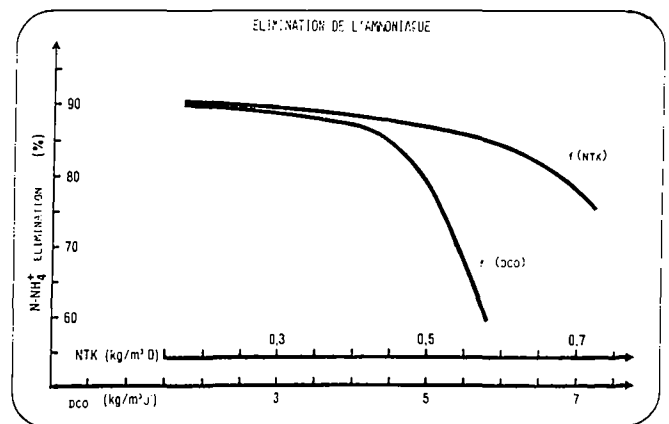


Fig. 7. Eau résiduaire urbaine

La technique des filtres aérés offre donc de nombreuses possibilités d'applications. Nous avons décrit des cas ayant fait l'objet de réalisations industrielles ou d'essais en pilotes semi-industriels.

Dans sa conception moderne, il s'agit d'un outil tout à fait original.

Les applications concrètes réalisées et à venir lui définiront sa véritable place dans la gamme des traitements disponibles.

"REFILTRATION FLOCCULATION PROCESS (REFIFLOC)—A NEW METHOD OF COAGULATION IN FILTERS"

Filtration is suitable for the removal of turbidity when flocculants are applied. The "direct filtration", however, is normally limited to waters with low solids content; otherwise filters will clog. Furthermore difficulties arise with the upstream backwash of highly polluted filters.

Because of the following characteristics the REFIFLOC-Process will overcome these limitations:

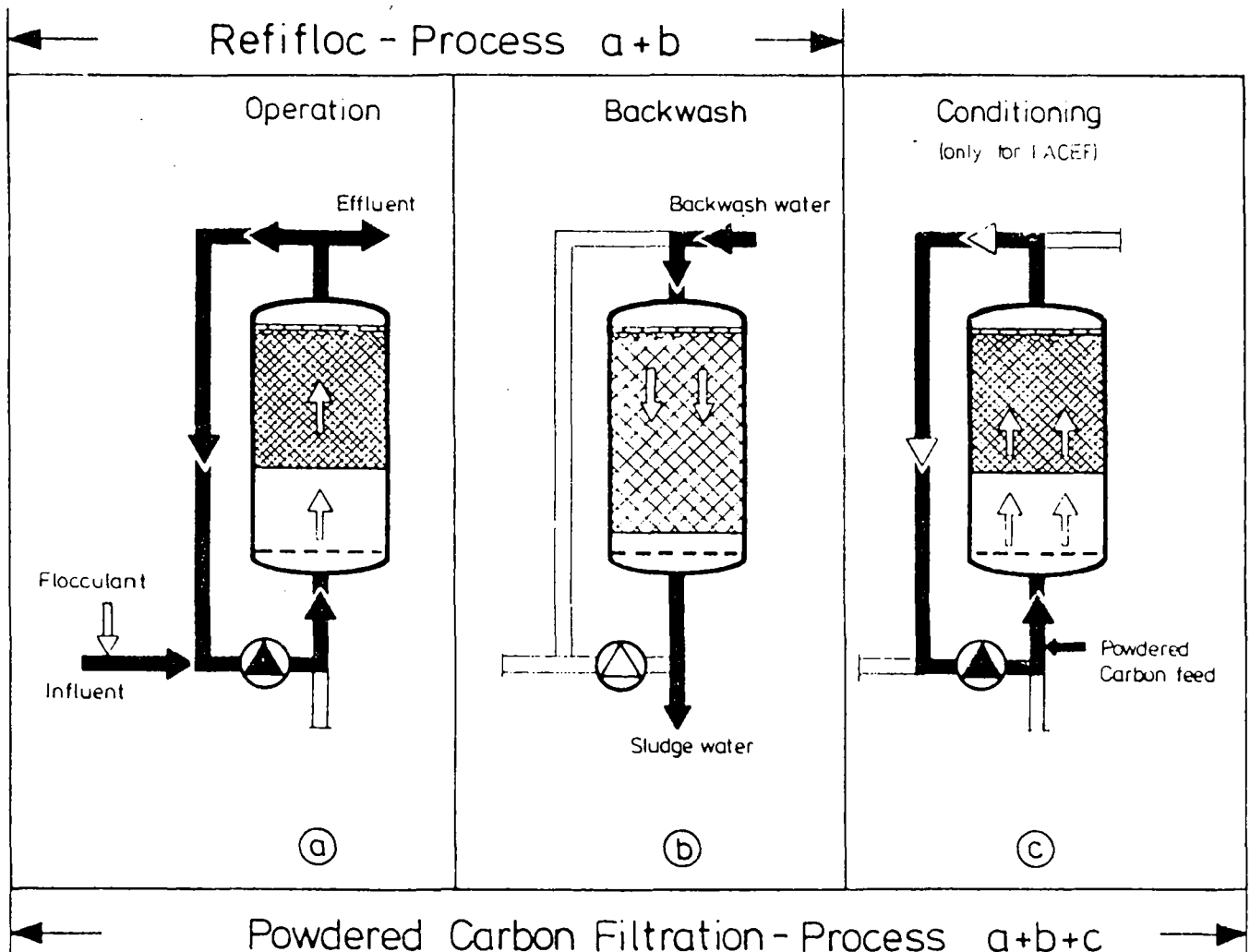
- The flocculation and turbidity elimination takes place in a buoyant filter bed by means of upflow filtration (phase (a) in Fig. 1).
- The efficiency of turbidity elimination is improved by recirculating a part of the filtered water ("refiltration"); thus the flocs are brought into repeated contact with the preformed coagulated sludge, which is held mechanically in the filter bed.
- The flocs are washed out by a short-time downstream flush (phase (b) in Fig. 1).

Thus the flocs are not kept in suspension by hydraulic means (as done in a conventional flocculator) but are accumulated in a filter, to intensify the floc contact. Foamed styrene pellets with a specific gravity less than 0,1 kg/l (bulk density 40 to 60 g/l) have proved useful as filter medium. It is important that the flocculant should be added to the raw water just before the flocculator, so that additional devices for energy input can be omitted.

The energy is generated in the filter itself. The relationship of the refiltered to the raw water flow (mostly between 1 and 2) is to be adjusted to the aim pursued. The flow rate should be 8 to 10 m/h and not more than 15m/h. Even high doses of flocculant (up to 0,3 mol/m³) cause no problems. Therefore this kind of filtration and flocculation is applicable for the treatment of water as well as of waste water.

Besides turbidity removal the REFIFLOC-filter can simultaneously meet additional tasks:

- A) Foamed polystyrene is a good carrier for the bacteria needed for nitrification (NH₄⁺-removal) and biological manganese removal. Therefore only a very short initial period is needed. Iron, too, is removed instantaneously.
- B) Most of the commercially available powdered activated carbon as well as powdered Al₂O₃ nowadays applied as adsorber, will be strongly fixed at the surface of the polystyrene beads when circulating a suspension of the adsorber 2 to 3 times through the filter bed (conditioning of the filter, phase (c) in Fig. 1). By this effect an artificial powdered adsorber filter is made which combines the advantages of filtration—as a multistage process—and of powdered activated carbon, that is good adsorption kinetics. The (used) activated



carbon can be removed from the beads by an intense downstream water push expanding the whole filter bed.

The advantages of the powdered carbon filtration in comparison to the granular carbon filtration are:

1. better kinetics
2. shorter filter runs
3. less amount of adsorbent applied to the process
4. smaller risk of desorption
5. short-term change of type of carbon possible
6. possibility of combination with flocculation and filtration in Refiltration Flocculation Process.

Therefore this process is especially useful for the treatment of

- organically loaded ground water, combined with iron-, manganese- and ammonia-removal
- surface water, especially with changing quality and quantity
- industrial effluent under fluctuating conditions
- temporarily polluted waters, e.g. during algal growth or after oil spills.

The easy adaption of both process (REFIFLOC and PACEF) to varying tasks is of special interest, and the possibility of their combination in one unit is an economic solution for the treatment of difficult waters.

D. G. Stevenson, Paterson Candy International Ltd., Hampshire, UK.

"RECENT BRITISH DEVELOPMENTS"

A very considerable amount of research effort has been devoted to the operation of slow sand filters in the Metropolitan Water Division of the Thames Water Authority. Whereas the majority operate at rates of around 0.1 m/hr, it has been confirmed that rates of 0.3-0.4 m/hr are obtainable on a continuous basis and at 0.5 m/hr the quality is still satisfactory although seasonal blockage problems may be encountered. Such increased rates depend partly upon correct reservoir management whereby the algae type or concentration are controlled to avoid excessive peaks, secondly upon efficient primary filtration where biological deposits necessitate more vigorous washing and thirdly, on the correct management of the slow sand filters themselves. The quantity of sand to be skimmed and cleaned appears to be somewhat less per cubic metre of water treated with high rate operation and furthermore the development of blanket weed is inhibited. The implications of this work, particularly in areas which already have slow sand filters, are extremely significant and potential exists for a very considerable saving both in terms of present running costs and the avoidance of future extensions.

Two works are now in operation in Great Britain, using upflow/downflow filtration in place of settlement and filtration on moderately coloured low dissolved solids waters. These employ the Immedium type upflow filter, in which packing layers act as a pre-filter under a working media of 1.0-2.0 mm size sand. A steel grid is used to hold down the bed as headloss builds-up. The upflow filters are washed using a preliminary air scour combined with a low rising wash rate to avoid mixing of the gravel layers, which play a significant role in the

operation of the filters. The second filter is a conventional one, with fine sand and a separate air scour/backwash. The combination has enabled significant savings in the size of the structures to be obtained.

Modified declining rate filters have been in operation for over two years on a Scottish plant treating an upland coloured water. This uses a float outlet control valve which is designed to control the maximum flow rate, whilst at the same time avoiding restriction of a clogged filter. As with all declining rate systems, bunched washing produces a constant flow pattern whilst equally spaced washing is necessary for declining rate operation. Evaluation of both has confirmed that the declining rate régime is the more satisfactory.

Dramatic changes in tertiary filtration of waste water have occurred in recent years, particularly in two parallel lines of development which have raised treatment rates from perhaps only 5 m/hr up to 20-30 m/hr. Tertiary filters were originally adapted from potable water filters but the work has shown that the solids and biological effluent processes are very different and the optimum design demands much coarser media and more vigorous washing. Two high rate filtration installations have been in service in the United Kingdom for more than two years, one being a dual sand/anthracite installation, the other using ultra coarse sand (2.6-.4.75 mm). Data obtained from the latter plant has confirmed that the performance is consistent and satisfactory and that the media has remained in a clean condition. The high rates produced a considerable saving in the size of units treating a given flow.

Sludge treatment and disposal

Traitement et élimination des boues

Authors: Dr N. Tambo & Prof. M. Kobayashi (Japan)
Auteurs: P. Thebault & A. Haubry (France)

Leading Contributors: J. Genot & W. J. Masschelein (Belgium)
Contributeurs Principaux: Dr A. Graveland (Netherlands)

Dr Norihito Tambo, Dr. Professor Mitsuna Kobayashi, Assistant Professor, Department of Sanitary Engineering, Faculty of Engineering, Hokkaido University, Sapporo 060.

1. Introduction

If there was ample space in the environment to accept the flow of solid waste from water treatment operations, engineers could design and operate water treatment facilities only from a viewpoint of water clarification. Because of environmental restrictions, however, disposal of untreated sludges from water treatment plant is not allowed in many areas of the world. The purpose of sludge treatment is to facilitate the return of solid impurities to the land with the least energy consumption, land use and manpower.

A general flow chart of water purification, sludge treatment and disposal is shown in Fig. 1.¹⁵

The prime requirement for a water treatment plant is to obtain safe potable water. Therefore, if environmental restrictions are not stringent, engineers can design and operate water purification processes merely from a viewpoint of producing good quality water. However,

when restrictions with respect to sludge disposal in the environment are imposed on engineers, it is necessary to devise improvement of water purification processes so as to decrease sludge production as well as to add necessary sludge treatment processes to the purification processes. Therefore, discussion of the control of the impact of sludge discharge into the environment can be related to two categories of treatment processes. One is water purification and another is sludge treatment.

2. Sludge control in purification processes

a) Selection of raw water

The amount and properties of sludges vary considerably depending upon the characteristics of raw water and the types of treatment selected with respect to the raw water. Thus, the selection of raw water has prime importance in the sludge treatment system design as well as in the purification process selection. Properties of suspended matters including coagulable colloids are important. Size distribution, ignition-loss and total concentration of the suspended and colloidal substances should be known for a whole year or at least with typical samples of the four seasons.

To estimate the amounts of an annual sludge production and chemical consumption, probability data of the turbidity occurrence are necessary. In addition to this long term data of the turbidity occurrence, the duration and frequency of high turbidity occurrence in a short time are also necessary to know how to design the necessary capacities of sludge flow regulation and treatment facilities.

b) Selection of operations

The least amount of coagulant dosage is recommended for the reason that it not only decreases the amount of sludge production but also improves treatability of the generated sludges throughout the following sludge treatment processes. Fig. 2 shows the case of clay turbidity removal by alum coagulation.¹² These figures show that at lower specific aluminium dosage with turbidity, i.e. Aluminium/Turbidity, or Al/T ratio, both thickening and dewatering properties improved greatly. For the reasons of both decreasing sludge production and also improving treatability, for low turbidity conditions, use of direct filtration is recommended.¹²

For the coagulation of organic colloids such as colored waters, weak acidic pH range should be selected

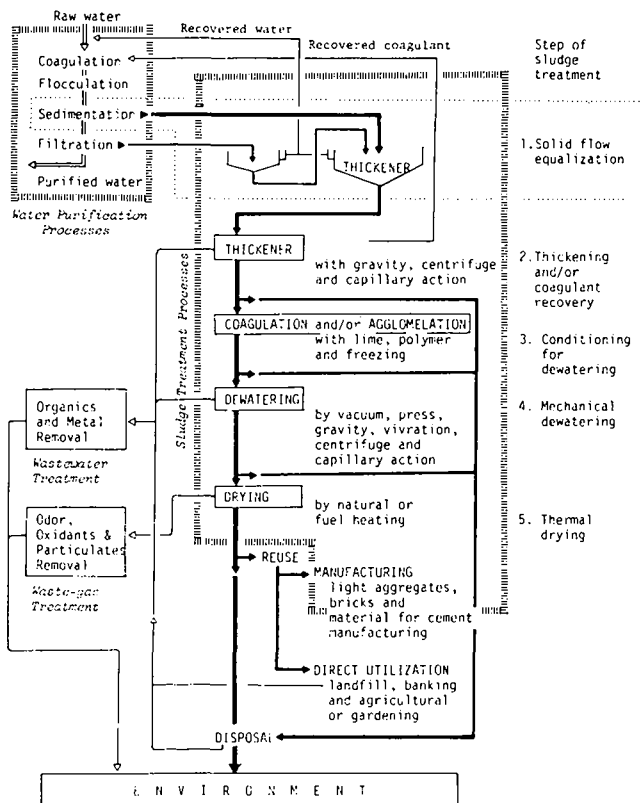


Fig. 1. Water and sludge treatment processes

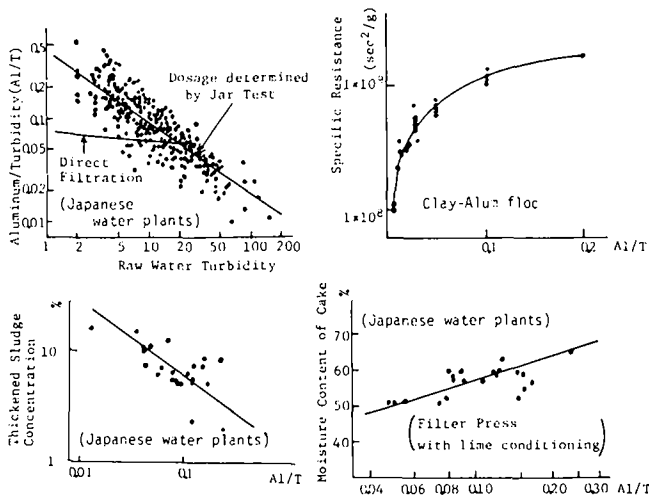


Fig. 2. Effects of specific alum dosage

so as to attain the lowest aluminium or iron coagulant dosage.¹²

To decrease the amount of dosage, the use of cationic polymers has been proposed. To attempt effective coagulant recovery, the use of magnesium compounds was proposed.⁷ However, the polymer is only effective for high turbidity conditions of coarse suspended matters and the use of magnesium is not popular.

3. Sludge treatment processes

a) Flow equalization

Wastewaters and sludges from backwashing of filters and sludge-blow operation of sedimentation basins are usually withdrawn intermittently. Therefore, a certain amount of storage capacity is required to flatten the intermittent flow of water and solid so as to connect with following thickening and dewatering processes, which are usually operated with a constant rate of flow for a certain period. Usually, these equalization basins are used as a primary or preparatory thickener.

Seasonal variations of sludge production should be averaged out by giving a large amount of storage capacity in a sludge treatment system. Usually, the sludge zone of the horizontal sedimentation tank functions adequately for the purpose.

b) Thickening

Thickening can be defined as the process of concentrating solids under the condition in which water is the basic continuum. Therefore, progress of the operation is evaluated by the increase of the solid concentration in water (g/l). Sludges withdrawn from sedimentation basins have usually 0.5–2% solid content depending upon the types of raw waters and sedimentation tanks, and methods of sludge withdrawal.¹² The upflow clarifier is apt to generate dilute sludge and needs a large thickener. For the driving force of the thickening, gravity is the most common. Centrifugal force or capillary action is used when very high concentrations are required from the following processes, such as sludge conditioning by freezing and thawing.

To improve the rate and extent of thickening of the bulky flocs, chemical conditioning is often used. One of the most popular methods is the addition of a certain amount of weak anionic or nonionic polymer to the sludges. Usually, one to several milligrams of polymer are applied to one gram of solid.¹² Polymer conditioning can be used for both clay and organic flocs coagulated by metal coagulants. Toxicity of polymers should be checked, especially when the supernatant liquid is returned to the raw water.

For the clay-aluminium flocs, the addition of strong acid or alkaline solution to dissolve aluminium in the flocs can improve the rate and extent of thickening, and makes it possible to recover the aluminium as the coagulant.^{2,6} Usually sulphuric acid is used to bring the pH down to about 2.0.¹² This acid process, however, can only be used for clay or coarse suspensions. Minute organic colloids or metal precipitates are resolved by the process and drawn out into the supernatant liquid. One hundred per cent recovery is possible in practice.¹² Resolved manganese in the reclaimed coagulants is completely removed in the filters by way of chlorination with autocatalytic reaction of precipitated manganese on the sand grains.¹²

Biodegradable organics in flocs consume oxygen in a thickener when too long a detention time is given in low turbidity drought seasons. Oxygen deficiency in the thickened sludges tends to resolve reduced metal ions and biodegradable matters as organic acid. The deterioration requires wastewater treatment facilities in the sludge treatment system.

c) Preparatory conditioning for dewatering

Dewatering can be defined as an operation that removes water from the thickened sludges by physical or mechanical means under the condition in which solid is the basic continuum. Therefore, the progress of operation can be evaluated by the moisture content in a unit weight of sludge (weight per cent).

For mechanical dewatering such as cake filtration, the following three properties of sludge are necessary (refer Fig. 3): (1) Original microflocs should be aggregated to keep the least size of secondary pore channels which enable water to pass with reasonable rate of flow under a reasonable head, (2) Aggregation of the microflocs should not be so large as to allow unremovable water to remain in the primary pores, (3) Thin coagulant coverage on the original suspended particles is required so as to avoid an increase of primary pore volume. The above mentioned characteristics are reflected in such indices in the following dewatering processes as the specific resistance and the coefficient

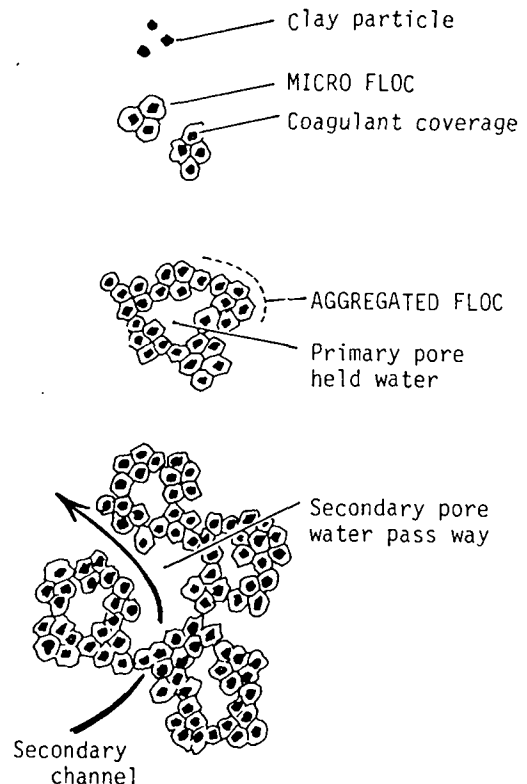


Fig. 3. Structure of floc and sludge

of compressibility in the cake filtration, and the moisture content of the dewatered sludge.

Major processes being used are lime or polymer addition, and freezing-thawing.

Lime conditioning: By the addition of 10–50% of slaked lime to the thickened sludge, the specific resistance of the conditioned sludge cake is about one order or a little lower than that of the original sludges.¹² The pH of the sludges is about 12. Aluminium resolution and re-coagulation with lime proceed at the same time. In this conditioning process, the insoluble part of lime may play an important role.¹²

Aluminium stripping in the thickening process is followed by re-coagulation by lime in about 20% of solid at pH 12 or more.¹² This process has been used very widely since the 1960s in Japan.⁶ However, the use is restricted to the sludges which do not include much organic content. This mechanism may be explained as follows: 1) By the addition of sulphuric acid, the bulky aluminium hydroxide is resolved, 2) The stripped clay is re-coagulated by the lime. These lime coagulated flocs are much smaller aggregates than alum flocs and contain less interpore (primary pore) water with the least necessary intrapore (secondary pore or channel) required to pass water; 3) As a result, cake filtration proceeds at a reasonable rate and the resultant cake has an acceptable moisture content.

The defects of lime conditioning are: 20% or more increase in the solid by the addition of a large amount of slaked lime, and the high pH of the generated cake which restricts freedom of final disposal.

Polymer conditioning: The addition of nonionic or weakly anionic polymers improves the rate of dewatering remarkably. Polymer added at the stage of thickening is useful with a small amount of additional dosage for the dewatering. Increase of the aggregated floc size makes large interpore (secondary) channels making the draining of intrapore water very easy. Very often by only the slow mixing of polymer with sludge for an extended duration pelletizing will occur. In Japan, polymer coagulation in a rotating horizontal drum is widely used to carry out the pelletizing and squeezing out of intrapore water by cyclic shearing forces, induced by the drum rotation (refer Fig. 4).¹⁰ Squeezed water from the pellets during the drum rotation is discharged by gravity. Due to the large pellet size (1 mm–1 cm), the moisture content of the intrapores is still relatively high.¹² The pelletizing treatment is effectively used for coarse suspensions. For organic colloid flocs, pelletizing does not proceed effectively, but an improvement of dewatering is still possible. By the small amount of polymer addition, improvement in the rate of cake filtration proceeds, but increase of agglomerated floc size is

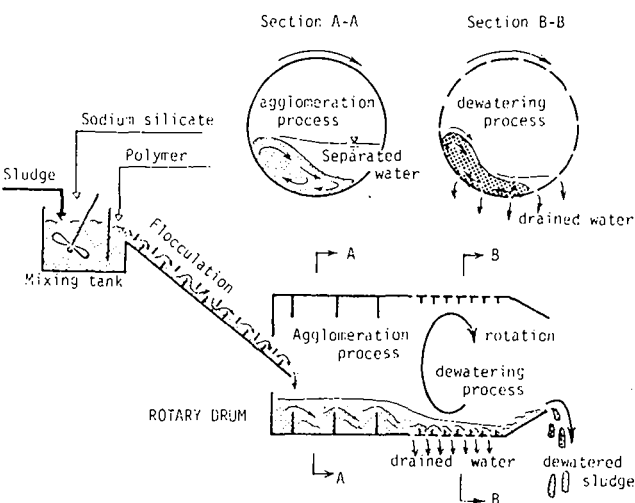


Fig. 4. Pelletizing process

apt to increase the moisture content of the squeezed cake. Toxicity of the polymers should be noted.

Freezing and thawing: A slow freezing of the thickened sludge causes the exclusion of solid particles from the ice crystals.^{1,4} By increasing the ice pressure being exerted under confined conditions in a freezer, excluded flocs are agglomerated, compressed, and turned into high density aggregates. This process can be used for any kinds of usual sludges without adding chemicals if the high energy consumption is acceptable. For economy in energy the freezing and thawing operations proceed at the same time in a twin container acting as a heat exchanger. For greater economy in energy, thickened sludge concentrations as high as 10% or more are required. For this purpose centrifugal thickeners are frequently used. The energy consumption for the centrifugal process is comparable to that of the freezing process itself. To overcome the deficit, other less energy-consuming thickening processes, such as capillary thickening etc. are being developed.

d) Dewatering

Dewatering of sludges can be done by various processes, from simple gravity drainage to sophisticated automatic pressure filtration the choice depending upon the raw or conditioned sludge characteristics and the final sludge quality required for the disposal. Fig. 5 illustrates the combined performance of the dewatering and pretreatment processes in connection with the raw and attainable sludge concentration of the combination.

In the early 1960s when sludge treatment was gradually being introduced into water treatment plants, vacuum filtration with lime conditioning was the most common one for handling large amounts of sludge where drying beds could not be used due to shortage of land area.⁶

Developments in automatic control techniques made possible efficient automatic pressure filters. By automation, the use of large numbers of thin filter chambers with a short cyclic operation time which brings about a high rate of cake production with low final moisture content,¹⁴ becomes possible. Sludge is pumped into the chambers with a pressure of 3–5 kg/cm² and pressed at 10–15 kg/cm². Nowadays, pressure filtration with or without conditioning is considered to be the more reliable and efficient dewatering process. The largest machine has fifty 2.5 × 2.5 m chambers.

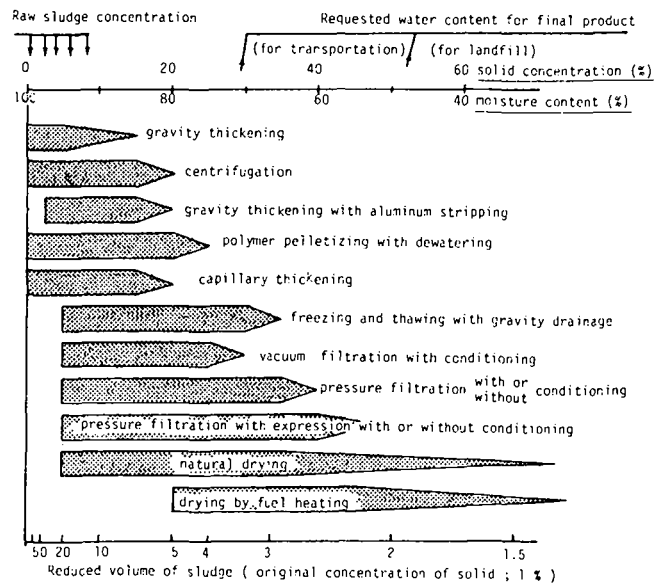


Fig. 5. Performance of thickening, dewatering and drying

e) Drying

Thermal drying is used for further decrease in moisture content of the dewatered sludge. Using fuels or electricity to improve poor performance of pretreatment or dewatering is the worst use of the method. Such processes should be limited to the preparation of reusable sludge.

The most common drying method is the natural drying bed. The batch drying bed usually behaves as a gravitational drainage bed in the first stage of the operation, either with or without suction head application to the drainage system. The bed is not only used for natural drying but also used as a natural freezing bed in winter in cold areas.

It is recommended that a certain size of drying bed be added to all sludge treatment systems as storage

capacity to level out sludge flow variations and to serve in case of emergency.

4. Sludge treatment system

Fig. 6 shows typical sludge treatment systems being used in Japan. Specific characteristics of these systems can be understood from the characters of the component processes described in the preceding section and are summarized in Table 1. Fig. 7 is a schematic diagram for selecting an optimum sludge treatment system with respect to the raw water conditions, i.e. turbidity and organic content, and the coagulation conditions which are selected from the raw water characteristics.

5. Disposal and reuse

Dewatered sludges are returned to the land with or

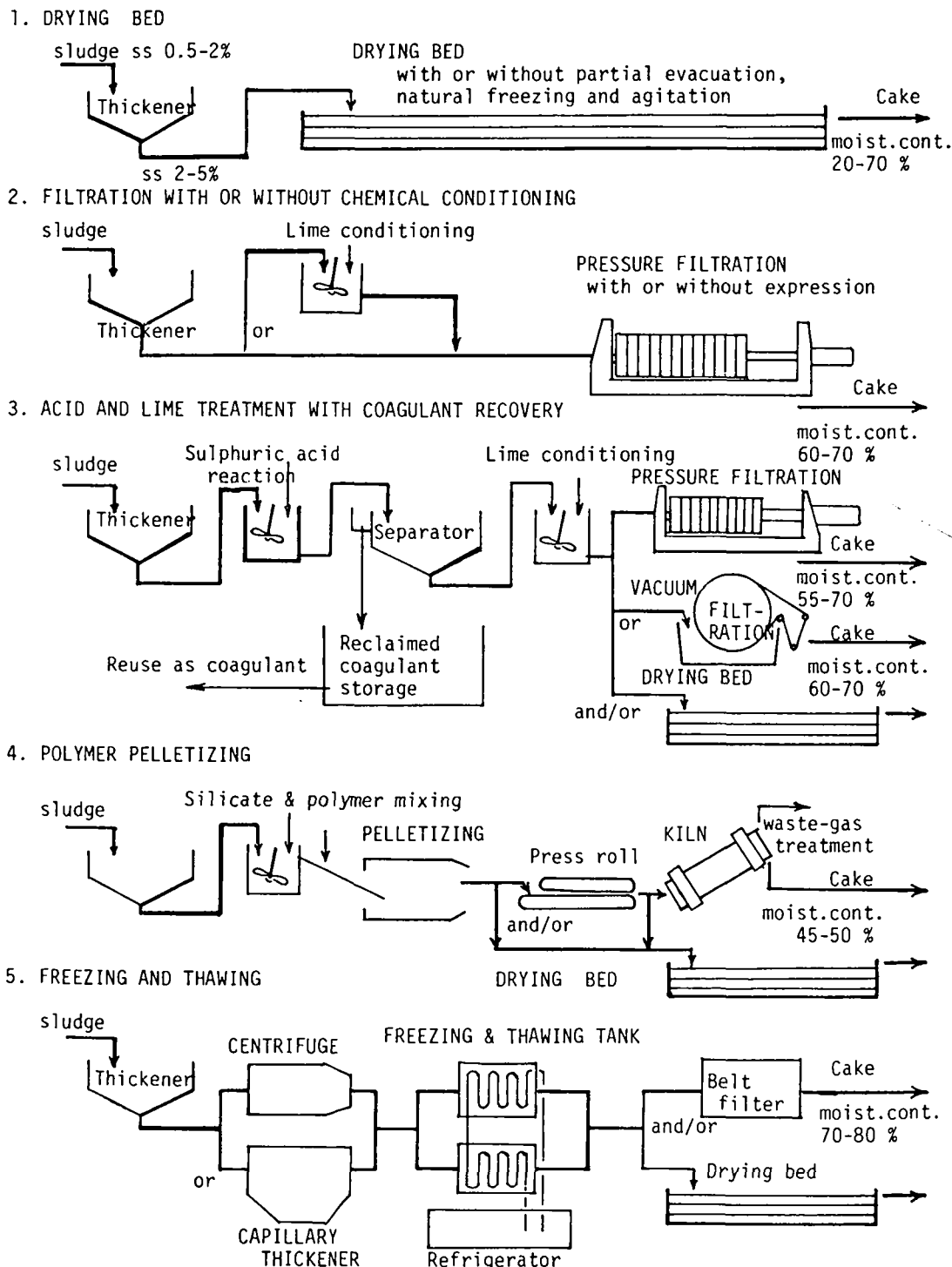


Fig. 6. Typical sludge treatment processes in Japan

Table 1. Dewatering process evaluation

System Item	1	2		3	4		5
	Drying Bed	Direct Filtration	Filtration with Lime Conditioning	Filtration with Acid and Lime Treatment and Alum Recovery	Polymer Pelletizing without Dryer	Polymer Pelletizing with Dryer	Filtration with Freezing
Mechanism & Driving Force	Sun dry, freezing sand percolation	Pressure	Re-coagulation, pressure	Aluminium stripping, re-coagulation, pressure	Polymer molecular attraction heat dry		Phase conversion
Plant Space	huge	medium	small	small	small		small
Energy Consumption	low	medium	medium	medium	low	very high	high
Instrumentation	none	light	light	medium	medium	heavy	heavy
Investment Cost	depend upon Land price	medium	medium	medium	medium	high	high
Operation Cost	low	medium	medium	medium	medium	very high	high
Secondary Environmental Impact	small	none	High pH of cake. Leach of pollutants from the cake	High pH of cake. Leach of heavy metals and organics in recovered alum	Polymer toxicity (?) Air pollution		none
Disposability	excellent	excellent	caustic	caustic	good	excellent	excellent
Reuse	Landfill, gardening and agricultural use	Landfill, gardening and agricultural use	Isolate disposal	Alum recovery as coagulant	Landfill	Landfill, gardening and agricultural use	Landfill, gardening and agricultural use

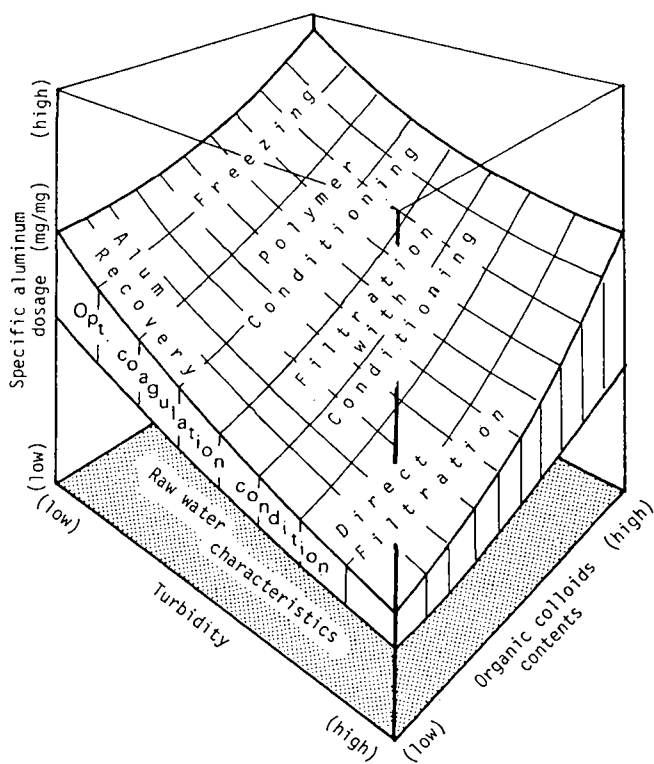


Fig. 7. Selection of sludge treatment processes

without drying. Landfill is the most popular method of disposal. Very often, sites are reused for factories, houses and parks after a period of consolidation. Sludge cakes have a little interior strength and permeability compared with natural soils because the finer particle size distribution causes a higher moisture content.¹² Therefore, for the stabilization of a filled land, an under-drainage structure or a sand drain method is often used.

Polymer conditioning with thermal drying generates a

micro-granular structure of high strength and permeability.¹² These particular sludges can be used for many purposes such as agriculture, gardening, landfill, embankments and other uses. Toxicity of the polymers is usually caused by the monomer which is inevitably present by reason of incomplete polymerization. Therefore, the use of a high grade polymer with less monomer impurity is necessary. Polymers in the sludge cake decompose with time. However, it is reported that the rate of decomposition of the weakly anionic polyacrylamide which is the most commonly used one for the pelletizing in Japan, is much slower than the rate of decomposition of the monomer into inorganic non-toxic compounds.¹⁵

The lime cake landfill generates an alkaline leachate to the surrounding environments, and damages plants and other living creatures. Therefore, an interception wall surrounding the landfill area and a covering of natural top soil are necessary for the protection of the environment.¹⁰

By the decomposition of organics in the filled body, the oxygen in the filled cake is consumed and an anaerobic condition begins. The decomposition of the organics generates such hazardous gases as CH₄, H₂S and others. Under the condition, metal ions such as Fe²⁺, Mn²⁺ and others are resolved out easily. Sometimes, a wastewater treatment facility is required for the treatment of the leachate from the landfill.

The sludges are sometimes reused as raw materials for the production of light aggregates, bricks and cements.

References

1. Doe, P. W.: The treatment and disposal of wastewater sludge, *Jour. Inst. Wtr. Engr.*, 12:409 (Oct. 1958)
2. Roberts, J. M., Roddy, C. P.: Recovery and reuse of alum sludge at Tampa, *Jour. Ame. Wtr. Wks. Assn.*, 52:857 (July 1960)
3. Tambo, N. & Mori, S.: Chemical conditioning of

- sludge for thickening and dewatering, *Jour. Japan Wtr. Wks. Assn.*, No. 341:39 (Feb. 1963)
4. Doe, P. W., Benn, D. & Bays, L. R.: The disposal of wastewater sludge by freezing, *Jour. Inst. Wat. Engr.*, 19:251 (June 1965)
 5. Webster, J. A.: Operational and experimental experience at Dear water treatment Works, *Jour. Inst. Wtr. Engr.*, 20:167 (May 1966)
 6. Fujita, H.: Tokyo's Asaka purification plant, *Wtr. & Sewage Wks.*, 114:73 (Mar. 1967)
 7. Thompson, C. G., Singley, J. E. & Black, A. P.: Magnesium carbonate—A recycled coagulant, *Jour. Ame. Wtr. Wks. Assn.*, 64:11, 93 (Jan. & Feb. 1972)
 8. Special edition for sludge treatment facilities, *Jour. Japan Wtr. Wks. Assn.*, No. 460 (Jan. 1973)
 9. Westerhoff, G. P. & Daly, M. P.: Water-treatment-plant wastes disposal, *Jour. Ame. Wtr. Wks. Assn.*, 66:319, 378, 441 (May, June & July 1974)
 10. Design criteria for waterworks facilities, Chapt. 5, Sect. 19, Facilities for sludge treatment, *Japan Wtr. Wks. Assn.*, pp 316–345 (1978)
 11. AWWA Sludge disposal committee report, Water treatment plant sludges—An update of the state of the art, *Jour. Ame. Wtr. Wks. Assn.*, 70:458, 548 (Sept. & Oct. 1978)
 12. Tambo, N. (Editor): Overall optimization of water purification and sludge treatment, *Japan society of civil engrs.*, (Mar. 1980)
 13. Cornwell, D. A., et al.: Demonstration testing of alum recovery by liquid ion exchange, *Jour. Ame. Wtr. Wks. Assn.*, 73:326 (June 1981)
 14. Shirato, M., Murase, T., et al.: Industrial expression theories and optimization of membrane-compression type filter-press operation, 2nd world congress of chem. eng., Montreal, Canada (Oct. 1981)
 15. Tambo, N.: Josuido (Water works engineering), Jap. soc. of civil engrs.—Series No. 88, Gihodo Pub. Co. (Sept. 1980)

**Dr Norihito Tambo Professeur, Mitsuna Kobayashi, Professeur adjoint
du Département de l'Ingénierie Sanitaire, Faculté de Génie Civil, Université de Hokkaido,
Sapporo 060, Japon.**

1. Introduction

Si l'on disposait de suffisamment d'espace pour accepter le volume des déchets solides résultant des opérations de traitement de l'eau, les ingénieurs pourraient concevoir et utiliser les installations de traitement pour uniquement les clarifier. Mais les restrictions sur l'environnement font que l'évacuation des boues non traitées venant des installations de traitement n'est pas autorisée dans la plupart des pays. Le but du traitement des boues est de renvoyer les impuretés solides à la terre en consommant le moins d'énergie, de surface et de main d'oeuvre possibles.

Un schéma général du débit du traitement de l'eau, du traitement des boues et de leur évacuation peut être illustré par la Fig. 1 (Page 1).¹⁵

Le but essentiel d'une installation de traitement des eaux est d'obtenir une eau potable. Donc, si les contraintes environnementales ne sont pas trop astreignantes, les ingénieurs pourront concevoir et exploiter des procédés de purification de l'eau simplement dans le but d'obtenir une eau de bonne qualité. Cependant, lorsque des contraintes sur l'évacuation des boues dans l'environnement sont imposées aux ingénieurs, il faut trouver des procédés améliorés pour le traitement de l'eau afin de diminuer la production des boues en adjoignant des méthodes supplémentaires pour traiter les boues. Ainsi les discussions sur le contrôle de l'effet du déchargement des boues dans l'environnement peuvent être abordées selon deux catégories de procédés de traitement: la purification de l'eau d'une part et le traitement des boues d'autre part.

2. Contrôle des boues dans les procédés de purification

a) Sélection de l'eau brute

La quantité et les propriétés des boues varient beaucoup suivant les caractéristiques de l'eau brute et le genre de traitement à choisir pour l'eau brute. Ainsi le choix de l'eau brute a une grande importance dans la

conception du système de traitement des boues et dans le choix de la méthode de purification. Les propriétés des matières suspendues, y compris les colloïdes coagulables, sont importantes. La granulométrie, la concentration globale des substances en suspension et colloïdales devraient être connues pour une année entière ou au moins celle d'échantillons caractéristiques de chaque saison.

Pour évaluer les quantités de boues produites annuellement et la consommation chimique, il est nécessaire de disposer de données sur les probabilités d'apparition du turbidité (long terme). En plus il faut connaître la durée et la fréquence du phénomène turbidité à court terme, pour définir les capacités nécessaires des services afin de régler et traiter le débit des boues.

b) Choix des opérations

De faibles doses de coagulant sont recommandées parce que non seulement elles diminuent la quantité de boues produites mais améliorent aussi la traitabilité des boues générées pendant le procédé de traitement des boues qui suit. La Fig. 2 (Page 2) montre le cas d'un enlèvement de turbidité du limon¹² par coagulation d'alun. Ces figures montrent qu'avec un dosage plus faible d'aluminium spécifique en relation avec la turbidité, c'est-à-dire un rapport Aluminium/Turbidité ou Al/T, les propriétés d'épaississement et d'assèchement sont améliorées. Du fait de la baisse de production de boue et de la traitabilité améliorée, pour les conditions de faible turbidité, l'utilisation du filtrage direct est recommandée.¹²

Pour la coagulation des colloïdes organiques, dans les eaux colorées par exemple, une gamme de pH faiblement acides doit être choisie pour avoir le dosage de coagulant d'aluminium ou de fer le plus faible possible.¹²

L'utilisation de polymères cationiques a été proposée pour diminuer la quantité de dosage. Pour avoir une récupération efficace du coagulant, l'utilisation de composés du magnésium fut proposée.⁷ Cependant ce genre de polymère n'est employé efficacement que

pour des conditions de turbidité élevée, des matières suspendues grossières; et l'emploi du magnésium n'est pas populaire.

3. Procédés pour le traitement de la boue

a) *Egalisation du débit*

Les eaux résiduaires et les boues du lavage des filtres et de l'aération des boues des bassins de sédimentation sont généralement retirées de façon intermittente. Il faut donc une certaine capacité de stockage pour égaliser le débit intermittent de l'eau et des solides en relation avec les procédés d'épaississement et d'assèchement qui fonctionnent normalement à débit constant pendant une certaine période. Généralement ces bassins d'égalisation servent d'épaississeur primaire ou préparatoire.

Il faut faire une moyenne des variations saisonnières de la production de boue en conférant à un système de traitement des boues une grande capacité de stockage. Généralement la zone de boues du réservoir horizontal de sédimentation est très utile à cet effet.

b) *Epaississement*

L'épaississement peut être défini comme le procédé pour concentrer les solides dans un état où l'eau est le continuum de base. Les progrès du fonctionnement sont donc évalués d'après l'augmentation de la concentration des solides dans l'eau (gr/l). Les boues retirées des bassins de sédimentation ont généralement un contenu de solides de 0,5 à 2% suivant l'eau brute, le réservoir de sédimentation et les méthodes pour retirer les boues.¹² Le clarificateur en amont génère souvent une boue diluée et a besoin d'un épaississement important. La gravité est l'élément moteur de l'épaississement. Une force centrifuge ou une action capillaire sont utilisées lorsqu'il faut des concentrations très fortes pour la suite du processus: conditionnement de la boue par congélation par exemple.

Pour accélérer et accroître l'épaississement des floccs volumineux, des conditionnements chimiques sont souvent utilisés. Une des méthodes les plus courantes est l'addition d'une petite quantité de polymères anioniques ou non-ioniques aux boues. Généralement de un à quelques milligrammes de polymères sont appliqués par gramme de solide.¹² Le polymère peut servir pour les floccs organiques et d'argile coagulés par des coagulants métalliques. La toxicité des polymères doit être vérifiée, surtout lorsque le liquide surnageant est récupéré comme partie de l'eau brute.

Pour les floccs aluminium-limon, l'addition d'une forte solution acide ou alcaline pour dissoudre l'aluminium dans les floccs peut améliorer le taux et l'étendue de l'épaississement et permettre de récupérer l'aluminium comme coagulant.^{2,6} Généralement de l'acide sulfurique est utilisé pour abaisser le pH à 2,0 environ.¹² Cette méthode, cependant, ne peut servir que pour les suspensions grossières ou de limon. Les plus petits colloïdes organiques ou les précipités métalliques sont traités par cette méthode et attirés en surface. En pratique une récupération à cent pour cent est possible.¹² Le manganèse contenu dans les coagulants récupérés est complètement éliminé dans les filtres, par chloration avec une réaction autocatalytique de manganèse précipité sur les grains de sable.¹²

Les produits organiques biodégradables en floccs consomment de l'oxygène dans un épaississeur lorsque le temps de détention durant les saisons de sécheresse et avec une faible turbidité, est trop long. Un manque d'oxygène dans les boues épaissies tend à résoudre les ions réduits du métal et les matières biodégradables en acide organique. La détérioration nécessite l'installation d'un système de traitement des eaux résiduelles dans le système de traitement des boues.

c) *Conditionnement pour la déshydratation*

La déshydratation peut être définie comme une opération qui enlève de l'eau des boues épaissies, par des moyens physiques ou mécaniques, et lorsque le solide est le substrat de base. Donc le progrès de cette opération est évalué en taux d'humidité contenu dans un poids unitaire de boues.

Pour la déshydratation mécanique, filtration du gâteau par exemple, les trois propriétés suivantes de boue sont nécessaires (voir Fig. 3) (Page 2): (1) Il faut agréger entre eux les microflocs originaux pour maintenir les plus petits canaux de pores secondaires permettant à l'eau de passer avec une vitesse de débit raisonnable sous perte de charge normale; (2) l'agrégat des microflocs ne doit pas être si important qu'il empêche l'eau restante de demeurer dans les pores primaires; (3) Il faut une mince couche de coagulant sur les particules suspendues originales pour éviter une augmentation de volume des pores primaires. Ces caractéristiques se retrouvent dans de tels indices dans les méthodes de déshydratation ci-après, comme résistance spécifique et le coefficient de compressibilité dans la filtration du gâteau et l'humidité contenue dans la boue asséchée.

Les méthodes utilisant des polymères ou de la chaux et la congélation sont les plus importantes.

Conditionnement de la chaux: En ajoutant de 10 à 50% de chaux éteinte à la boue épaissie, la résistance spécifique du gâteau de boue conditionnée est de l'ordre ou un peu en-dessous de celle des boues originales.¹² Le pH des boues est de 12 environ. La réduction de l'aluminium et la recoagulation avec de la chaux se font en même temps. Dans ce procédé de conditionnement, la part insoluble de la chaux peut jouer un rôle important.¹²

L'élimination de l'aluminium avec l'épaississement est suivie par la recoagulation par la chaux dans 20% environ de solide pour pH 12 ou plus.¹² Cette méthode a beaucoup servi depuis les années '60 au Japon.⁶ Cependant, elle est limitée aux boues qui n'ont pas beaucoup de produits organiques. Ce mécanisme peut s'expliquer comme suit: (1) En ajoutant de l'acide sulfurique, l'hydroxyde d'aluminium volumineux est réduit; (2) Le limon est recoagulé par la chaux. Ces floccs coagulés de chaux sont des agrégats beaucoup plus petits que les floccs d'alun et contiennent moins d'eau entre les pores (pores primaires) avec l'interposé minimum (pore secondaire ou canal) nécessaire pour que l'eau passe; (3) De ce fait, la filtration du gâteau se poursuit à vitesse raisonnable et le gâteau obtenu a une humidité acceptable.

Les défauts de la chaux pour le conditionnement sont: 20% d'augmentation ou plus dans le solide par l'ajout d'une importante quantité de chaux éteinte et le pH élevé du gâteau généré qui limite la liberté de l'évacuation finale.

Conditionnement aux polymères: L'addition de polymères non ioniques ou faiblement anioniques améliore considérablement la vitesse de déshydratation. Il est utile d'ajouter des polymères au stade de l'épaississement et une petite quantité supplémentaire pour la déshydratation. Une augmentation de la dimension globale du flocc facilite les grands canaux interpore (secondaire) et rend le drainage de l'eau intrapore très facile. Souvent un lent mélange des polymères avec de la boue pendant une durée suffisante entraînera une pelletisation. Au Japon, la coagulation des polymères dans un tambour horizontal qui tourne sert beaucoup pour pelletiser et presser l'eau intrapore avec des forces centrifuges venant de la rotation du tambour (voir Fig. 4) (Page 3).¹⁰ L'eau pressée des boulettes pendant la rotation du tambour est déversée par gravité. A cause de la grande dimension des boulettes (1 mm-1 cm), le contenu en eau de l'intrapore

est encore relativement élevé.¹² Le traitement de pelletisation sert utilement pour les suspensions grossières. Pour les floccs de colloïdes organiques, la pellétisation se poursuit de façon moins efficace, mais il est encore possible d'améliorer l'assèchement. Une addition d'une petite quantité de polymère améliore la vitesse de filtration du cake mais une augmentation de taille du floc aggloméré tend à augmenter l'humidité du gâteau pressé. Il faut noter la toxicité des polymères.

Congélation et décongélation Une congélation lente de la boue qui épaissit exclut les particules solides des cristaux de glace.¹⁴ En augmentant la pression de la glace exercée à l'intérieur d'un congélateur, les floccs exclus sont agglomérés, comprimés et transformés en agrégats de haute densité. Cette méthode peut servir pour tous genres de boues habituelles sans ajout de produits chimiques si la consommation élevée d'énergie est acceptable. Pour économiser de l'énergie, le gel et le dégel se font en même temps dans un container jumelé pour jouer le rôle d'échangeur de chaleur. Pour une économie d'énergie plus grande, une concentration de boue épaissie allant jusqu'à 10% ou plus est nécessaire. Pour ceci des épaisseurs centrifuges sont fréquemment utilisés. La consommation d'énergie dans la méthode de centrifugation est comparable à celle du gel même. Pour surmonter le déficit, d'autres méthodes d'épaississement nécessitant moins d'énergie, telle que l'épaisseur capillaire, etc, sont en cours de développement.

d) Déshydratation

La déshydratation des boues peut se faire de diverses façons, depuis le simple drainage par gravité jusqu'à la filtration sophistiquée par pression automatique, le choix dépendant des caractéristiques de la boue brute ou conditionnée et de la qualité de boue requise pour l'évacuation finale. La Fig. 5 (Page 3) montre les résultats combinés des procédés de déshydratation et de pré-traitement pour la boue brute et la concentration de la combinaison.

Au début des années '60 lorsque le traitement des boues commençait à être introduit dans les installations de traitement des eaux, la filtration sous vide avec conditionnement à la chaux était la plus fréquemment utilisée pour manutentionner d'importantes quantités de boues, lorsqu'on ne pouvait pas utiliser des lits de séchage par manque de surface disponible.⁶

Les développements des techniques de commande automatique ont permis la réalisation des filtres sous pression automatiques efficaces. L'automatisation a permis d'utiliser un grand nombre de chambres filtrantes minces, à cycle court, donnant une production élevée de gâteau avec contenu d'humidité faible.¹⁴ La boue est pompée dans les chambres à une pression de 3-5 kg/cm² et exprimée à 10-15 kg/cm². De nos jours, la filtration sous pression avec ou sans conditionnement est considérée comme la plus sûre et la plus efficace des méthodes de déshydratation. La plus grande machine a cinquante chambres de 2,5 × 2,5 m.

e) Séchage

Le séchage thermique fait encore baisser l'humidité de la boue déshydratée. Utiliser des produits pétroliers ou de l'électricité pour améliorer un mauvais pré-traitement et une trop faible déshydratation est le pire des choix. Il faut limiter ces méthodes à la préparation de boue ré-utilisable.

La méthode de séchage la plus habituelle est le lit de

séchage naturel. Le lit de séchage se comporte généralement comme un lit de drainage par gravité dans un premier stade, avec ou sans application de tête d'aspiration au système de drainage. Le lit ne sert pas seulement pour le séchage naturel mais aussi comme lit naturel de congélation dans les régions froides.

Il est recommandé qu'un lit de séchage d'une certaine dimension soit ajouté à tous les systèmes de traitement des boues comme lieux de stockage pour aplanir les variations de débit de la boue et pour servir en cas d'urgence.

4. Système de traitement des boues

La Fig. 6 (Page 4) montre des systèmes caractéristiques de traitement des boues au Japon. Les particularités de ces systèmes se comprennent d'après les caractéristiques des méthodes décrites au paragraphe précédent et qui sont résumées au Tableau 1. La Fig. 7 (Page 5) est un schéma pour choisir un système de traitement des boues optimum compte tenu de l'eau brute, c'est-à-dire la turbidité et le contenu organique, et les conditions de coagulation qui sont choisies d'après les caractéristiques de l'eau brute.

5. Evacuation et ré-utilisation

Les boues asséchées sont retournées à la terre avec ou sans séchage. La méthode d'évacuation la plus courante est sous forme de remblais. Très souvent la terre est re-utilisée pour des lotissements, des usines, des maisons et des parcs après une période de tassement. Les gâteaux de boue ont une résistance et une perméabilité légèrement inférieures aux sols naturels d'un remblai à cause de la distribution de particules plus fines créant un contenu d'humidité plus élevé.¹² Pour leur stabilisation on utilise souvent un sous-drainage ou un drainage du sable.

Le conditionnement aux polymères combiné au système de séchage thermique génère une structure micro-granulaire d'une résistance et d'une perméabilité élevées.¹² Ces boues particulières peuvent servir pour l'agriculture, le jardinage, les remblais, les rehaussements, etc. La toxicité des polymères vient généralement du monomère qui est nécessairement présent à cause d'une polymérisation incomplète. Donc l'utilisation d'un polymère de haute qualité avec un monomère moins impur est souhaitable. Les polymères dans le gâteau se décomposent avec le temps. Cependant on dit que la vitesse de décomposition du polyacrylamide anionique faible, qui est utilisé le plus souvent pour la pelletisation au Japon, est beaucoup plus lente que la vitesse de décomposition du monomère en composés inorganiques non-toxiques.¹⁵

Le remblai de gâteau de chaux crée un lessivage alcalin de l'environnement, causant des dégâts aux plantes et autres créatures vivantes. Donc un mur de protection entourant le remblai et recouvrant le sol est nécessaire pour protéger l'environnement.¹⁰

Avec la décomposition des produits organiques l'oxygène du gâteau est consommé et une situation anaérobie se crée. La décomposition des produits organiques génère des gaz dangereux tels que le CH₄, le H₂S. Dans ces conditions, les ions métalliques tels que Fe²⁺, Mn²⁺ et d'autres sont facilement réduits. Parfois un service de traitement des eaux résiduelles est nécessaire pour traiter le lessivage du remblai.

Parfois on peut récupérer les boues comme matières premières pour la production d'agrégats légers, briques et ciments.

**"RATIONAL CONCEPT OF MODERN TREATMENT NETWORK: A TYPICAL EXAMPLE OF
THE STARTING UP OF THE MOULLE-DUNKIRK PLANT, USING FLOTATION TECHNIQUES"**

1. Foreword

The design of a modern water-treatment installation must now impose a minimum pollution of the aquatic environment. Therefore, modern installations must bring together forced dehydration of sludge produced and the recycling of polluted effluent produced during different stages of treatment. The inter-dependence of the Water and Sludge networks is inevitable: the quality of sludge could, for example, influence to some degree the design of the water treatment plant and also sometimes, the choice of reagent; at the same time, the Sludge network must take into account the impact of the station head returns.

To solve the problem of sludge elimination from drinking water, the project engineer has, at his disposal, numerous options. Reliable techniques do exist but it is necessary in each case to make the technical and economic choice of the network which is best adapted to the specific situation. A typical example of such an application is the extension of the Moulle plant, where numerous studies carried out beforehand allowed an optimization of investment cost and of operation of the whole plant.

2. Sludge treatment techniques: current trends

2.1. The *characterisation* of sludge is absolutely indispensable for any judicious choice of a treatment network. The term 'drinking water sludge' is not in itself a reference of quality and simply explains the place of production viz. the treatment station which must produce good-quality water for consumption by the population. Sources of raw water are varied, as are purification techniques. In consequence, drinking water sludges possess very dissimilar properties and therefore behave very differently during the different stages of treatment. Residue classification is thus an indispensable tool to estimate results to be expected from particular systems. For this classification, several criteria have been selected: origin of raw water and nature of pollutants—Type and dosage of reagent—principle trend—hydrophilic or hydrophobic.

2.2. Obviously, nothing can replace studies of the sludge itself in order to define precisely the performances of those treatments which may be applied. However, many lessons have been learned from a specific adaptation of *thermogravimetric* methods to residual sludge. The analysis of numerous thermograms (see Fig. 1) (Page 11), carried out under precise operating conditions allows the proportions of clear water and sludge-filled water to be quantitatively evaluated and therefore to calculate the performance of different dehydration appliances, and the incidence of different conditioning agents.

This is an inexpensive method requiring a minimum amount of sludge and gives a solid base for comparison between different types of sludge. It is therefore a useful tool for the project engineer.

2.3. In order to select an optimum network, it is rational to proceed chronologically, as follows:

- 1) Final selected destination
- 2) Compatibility between the nature of the sludge and the different treatment systems
- 3) Total mass to be treated

4) Design of unit

The final physical state of the residue must therefore be fixed. For most sludges, only high-pressure filtration allows us to obtain a flaky sediment: the filter press therefore remains an excellent method for use with drinking water thanks to its flexibility and safety, no matter what the type of sludge. However it is a discontinuous appliance which can sometimes be laborious to use. This technique should evolve with the development of fine strata automatic filter presses to reduce labour costs. The techniques using pressure- and centrifugal-band filters are still very popular due to their continuous operation, but the dryness obtained is generally low with most kinds of sludge.

Before dehydration, a thickening stage is almost always necessary. It is one of the major preoccupations in any drinking water network since the extract from the decanters is often very diluted. The standard static thickness has shown its limits with numerous sorts of clarification sludge: fairly low concentrations during drainage and limited sludge loads which often cause extensive work.

Pre-conditioning is, of course, possible but generally using massive doses of lime and polymer, which increase running costs proportionately.

Dynamic thickening by flotation is thus justified in numerous cases, especially with sludges containing large amounts of hydroxides. It makes it possible to obtain higher concentrations in difficult sludges and in the shortest time (which explains the very small ground area required).

The optimum economic choice of a network must take into account sludge and the final destination of the residue. Therefore, there must be a specific study for each case.

3. A rational construction:

Moulle (Figs. 2 & 3) (Page 12)

3.1. Description of the station

The Moulle plant, which treats the water from the La Houle river now includes two treatment networks. The first (output 22 000 cubic meters per day) was put into service in 1973 and includes (after macrofiltering and prechlorination) a Pulsator decantation followed by a percolation through granulated activated charcoal.

The treated water is afterwards used for artificial recharging of deep aquifers.

3.2. Characterisation of sludge (Table 2)

(Page 13)

By the very nature of the raw water (little matter in suspension, much plankton and organic matter, giving a high coagulant rate) the sludge is made up for the most part of hydroxides (60–65% of the DSS). They are classed under the 'Classification III group in the general table no. 1. Those very high values in COD/DSS (Chemical Oxygen Demand/Dry Suspended Solid) above 1,000 mg O₂/g DSS, reveal a high rate of organic matter. Even before study, such sludge is clearly difficult to treat.

3.3. Preparatory study of sludge

In the early stages, no mechanical dehydration was planned: the sludge was partially thickened with polymer and transferred to lagoons or drying-beds.

Numerous tests were carried out on the PULSATOR extract with a view to extension which would include the treatment of all the sludge produced in the station: thickening and filterability studies (Table 3) (Page 14), centrifuging, band filters, filter-press, etc. The principal lessons learned were the following:

- Limits of gravity thickening
- The most economical ferric network (for sludge and water)
- Dryness only acceptable with a filter-press

A 500 m² thickener would have had to be constructed to thicken extracts to around 20 g DSS/L, and this together with a massive addition of lime.

3.4. Choice of sludge treatment schemes

There were two major imperatives:

- To discharge the final residue with maximum dryness
- To recycle all effluent since no discharge could be made into the river

The filter-press was thus chosen to ensure dryness of at least 30%, the cake being perfectly shovelable. The recycling of the totality of the effluent led to the following results:

- The non-use of polymer in the station (French legislation)
- The impossibility of recycling an overflow of thickener at pH 10–11 for fear of obtaining hard water dangerous for activated charcoal filters.

One network was therefore usable to treat PULSATOR extract: flotation (with a SEDIFLOTAZUR) using a natural flocculant (FLOGGEL) – storage – liming – filter-press.

The decision to construct a complete sludge-treatment cycle was to some extent a determining factor in the design of the new water-treatment extension. The adoption for this extension of flotation techniques (4 FLOTAZUR C of 300 m³ per hour each) allowed the combination in a single piece of equipment of the two phases of water treatment and sludge thickening, and also the supply of sludge of a quality equal to that in the first phase (SEDIFLOTAZUR). The new extension was thus the end-product of a global approach which took into account all technical and economic considerations for both the water and sludge networks. Table 4 summarises the technical and economic study between the two networks envisaged during the extension: 2100 m³ per hour in the PULSATOR compared to 900 m³ per hour (1st PULSATOR phase) plus 1200 m³ per hour (2nd FLOTAZUR C phase).

The investment gain in the flotation network is obvious, both in thickening and dehydration. Running costs are equally advantageous with the flotation network.

Tables 4 and 5 (Pages 14 and 15) show the current performance of the sludge networks in the station. The working of the SEDIFLOTAZUR, using FLOGGEL, on the PULSATOR extract is completely satisfactory. The dosage of lime before filter-pressing over both floated types of sludge is very reasonable: 20 to 25% lime on DSS (a net advantage here of ferrous hydroxide compared to aluminium hydroxide).

3.5. Comparative running costs

A comparison of the two treatment networks is made in Table 6 (Page 15). The output of the networks has been fixed at 600 m³/h (frequently observed average output).

Flotation allows an appreciable saving in reagent, especially in summer, when algae concentration is high. This saving, of around 25%, compensates, all things being equal elsewhere, for the extra cost of energy estimated at 80 Wh/m³ of treated water. The results based on two years functioning show a difference in

running costs of 0,6 centimes per cubic metre in favour of flotation.

When the network is considered as a whole: water and sludge treatment, the necessity of a thickening stage for decanted sludge increases the trend even more, since the flotation network allows a saving of 12,5% on each cubic meter produced. (In other words, a gain of 2,8 centimes per cubic meter of water treated.)

If one takes into account only the sludge work-sheds, the flotation network allows a saving of 57% on running costs.

3.6. The problem of different forms of recycling

Three different types of effluent are recycled at the station head:

- 1) Clarified effluent from the SEDIFLOTAZUR (flotation of PULSATOR extract: this recycling is constant (40–60 m³/h) and the DSS load is low (15 to 30 g/l). The pH is equal to that of decanted water.
- 2) The effluent from the filter-press: its output varies according to the rate of pressing. DSS load is also low, but the pH is higher than 12. During recycling, the pH of the raw water increases significantly (Fig. 4) (Page 15) and causes a slight disturbance in flotation.
- 3) Filter cleaning water: instantaneous output is high (1200 m³/h) or nearly 60% of the nominal output of the plant. The average volume per cleaning is 180 m³. The pH of this water is equal to that of clarified water but its sludge load is around 800 and 25 mg/l at the end of the rinsing process. The influence of this recycling at the plant head is especially high in cold water periods.

In order to better minimise the effect of such returns, a special circuit was adopted, using a storage tank the aim of which is:

- to regulate recycled output
- to homogenise the pH in recycled water by mixing different types of effluent.
- to reduce recycled matter in suspension. This storage tank permits decantation of the sludge from the filter-cleaning water: only the clear liquid on the surface is recycled, while the sludge is transferred to the filter-press.

4. Conclusion

A flotation network is the solution to cases where decantation is difficult or impossible (very low temperature of water, water which is highly coloured and rich in plankton, which needs treatment with high levels of coagulant). Flotation should also be envisaged when orientation tests show that water can be clarified with a reduced dosage of reagent. Moreover the flexibility and rapid start-up and optimal functioning time are much appreciated by the operator.

The concentration of sludge leaving the flotator makes any post-thickening before filter-pressing useless. This makes a considerable saving in investment and running costs.

In the decantation network, the thickening of sludge extract by flotation allows a significant reduction in the volume of post-treatment operations and makes it possible to obtain, without liming, sludge concentration never achieved with static thickening. Where dehydration is compulsory, the only economical option possible is sometimes flotation especially with highly diluted sludge which is difficult to decant (the case of the MERVENT station, Table 7 (Page 16)). It is interesting to notice that, in France, the four most recent drinking water sludge treatment plants all use flotation of decanter extract.

It is now impossible in the design of a modern treatment unit to separate the water and sludge networks if the aim is to optimise both investment costs and the overall operation of the station.

It is a matter of individual thinking to define the most

rational sludge network depending on the final aim and on the original quality of the raw water. There is no doubt that flotation is an interesting link in this chain, especially in the domain where the results of static thickening are derisory.

Paul Thébault, Ingénieur SLEE à la Direction régionale des Flandres & André Haubry, Ingénieur DEGREMONT au Département Recherche & Développement, Chef du Service Traitement des Boues.

“CONCEPTION RATIONNELLE DES FILIÈRES MODERNES DE TRAITEMENT: UN EXEMPLE TYPE AVEC LA MISE EN ŒUVRE DES TECHNIQUES DE FLOTTATION À L’USINE DE MOULLE-DUNKERQUE”

1. Avant-propos

La conception d’une unité moderne de traitement d’eau impose souvent maintenant un rejet minimal de pollution dans le milieu aquatique. Cette unité moderne doit donc intégrer une déshydratation plus ou moins poussée des boues produites avec le recyclage des effluents pollués engendrés lors des différentes phases de traitement. Les interdépendances entre les filières Eau et Boue sont alors inéluctables: la qualité des boues pourra par exemple influencer dans une certaine mesure sur la conception de l’unité de traitement d’eau et aussi parfois sur le choix des réactifs; de même, la filière boue devra tenir compte de l’impact des retours en tête de station.

Pour résoudre le problème de l’élimination des boues d’eau potable, l’ingénieur de projet dispose maintenant d’armes indiscutables. Des techniques fiables existent mais il s’agit pour chaque cas de faire le choix technico-économique de la filière la mieux adaptée au problème spécifique posé. Un exemple type d’application est celui de l’extension de la station de Moulle où de nombreuses études préalables ont permis d’optimiser au mieux les coûts d’investissements mais aussi d’exploitation de la totalité de l’installation.

2. Les techniques de traitement des boues: tendances actuelles

2.1 La *Caractérisation* des boues est absolument indispensable pour tout choix judicieux d’une filière de traitement. Le terme ‘Boue d’eau potable’ n’est pas en effet à lui seul une ‘référence de qualité’ et ne traduit en fait que le lieu de leur production, à savoir la station de traitement qui a la nécessité de produire une eau de qualité pour la consommation de la population. Les sources d’eaux brutes sont très variées, les techniques d’épuration également. En conséquence, les boues d’eau potable ont des propriétés très dissemblables et de ce fait des comportements très différents lors des étapes de traitement. Une classification des résidus est donc un outil de travail indispensable pour présumer des résultats à attendre de telle ou telle filière. Pour cette classification (Tableau N° 1), plusieurs paramètres ont été retenus: origine des eaux brutes et nature de leurs polluants—Nature et dosage des réactifs—Tendance prioritaire hydrophile ou hydrophobe.

2.2. Il est évident que rien ne pourra jamais remplacer les études sur la boue elle-même pour cerner très précisément les performances des traitements applicables. Ces études sont classiques et connues. Toutefois de nombreux enseignements ont été tirés de l’adaptation spécifique des méthodes *thermogravimétriques* aux boues résiduelles. L’analyse de nombreux thermogrammes (voir Fig. 1) effectués dans des conditions opératoires précises, permet d’apprécier quantitativement les proportions d’eau libre

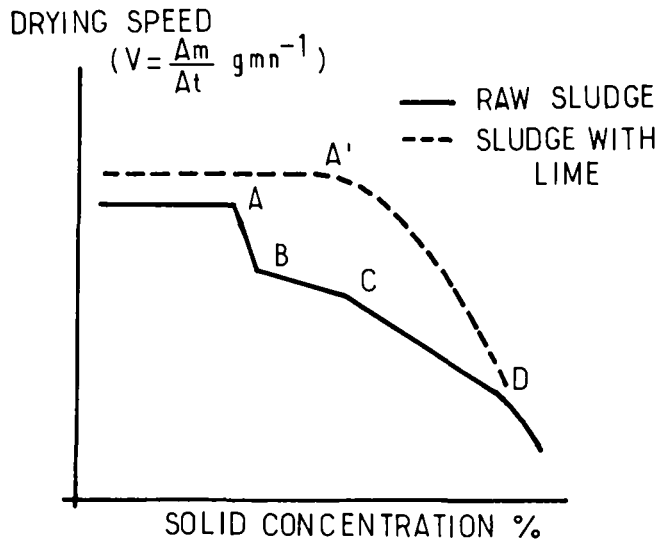


Fig. 1. Water treatment plant sludges thermogram at + = 80°C

et d’eau liée d’une boue et ainsi d’évaluer les performances des différents appareils de déshydratation et les incidences des divers agents de conditionnement.

C’est une méthode peu onéreuse nécessitant un volume minime de boue: elle donne une base de comparaison solide entre les différents types de boues et c’est donc aussi un outil de travail intéressant pour l’ingénieur de projet.

2.3. Pour choisir une filière optimale, il est rationnel de procéder chronologiquement comme suit:

- 1) destination finale choisie
- 2) compatibilité entre la nature des boues et les différents systèmes de traitement
- 3) masse globale à traiter
- 4) conception de l’exploitation

Il faut donc fixer l’état physique final du résidu. Sur la plupart des boues, seule la filtration sous forte pression peut nous permettre d’obtenir un sédiment friable: le filtre presse reste donc de ce fait, en eau potable, un procédé de choix grâce aussi à sa souplesse d’adaptation et à sa sécurité d’exploitation quel que soit le type de boue. C’est cependant un appareil discontinu donc laborieux parfois à exploiter. Cette technique devrait donc évoluer avec le développement des filtres presses automatiques en couche mince pour réduire les frais de main-d’oeuvre. Les techniques des filtres à bandes presseuses et des centrifugeuses restent très prisées du fait de leur fonctionnement continu mais les siccités obtenues sont généralement faibles avec la plupart des boues.

Avant toute déshydratation, une phase d’épaississement est quasiment toujours indispensable. C’est l’un des soucis essentiels dans toute filière d’eau

potable car les purges des décanteurs sont souvent très diluées. L'épaisseur statique traditionnel a en effet montré ses limites avec de nombreuses boues de clarification: concentrations assez faibles en soutirage et charges massiques limitées, d'où des ouvrages souvent imposants. Un pré-conditionnement est bien sûr possible, mais généralement à des doses massives de chaux et de polymères, ce qui relève d'autant les coûts d'exploitation.

L'épaississement dynamique par flottation se justifie donc maintenant dans de nombreux cas, notamment sur les boues à haut taux d'hydroxydes. Il permet en effet d'obtenir des concentrations bien supérieures sur boues difficiles et ce dans un temps minimal (d'où des surfaces au sol très réduites).

Le choix économique optimal d'une filière doit donc tenir compte de la qualité de la boue d'une part, et de la destination finale du résidu d'autre part. C'est donc toujours une étude spécifique d'un cas donné.

3. Une réalisation rationnelle:

Mouille (Fig. 2 et 3)

3.1. Description de la station

L'installation de Mouille, qui traite l'eau de la rivière La Houille, comprend maintenant deux filières de traitement. La première (débit 22000 m³/j) a été mise en route en 1973 et comprend (après macrotamassage et préchloration) une décantation en Pulsator suivie d'une filtration sur charbon actif granulé. La deuxième (débit 28000 m³/j) a été mise en route en septembre 1979 et comprend (après le même prétraitement) une flottation suivie également d'une filtration sur charbon actif.

L'eau traitée est ensuite utilisée pour la réalimentation artificielle d'une nappe profonde.



Fig. 2. Mouille treatment plant

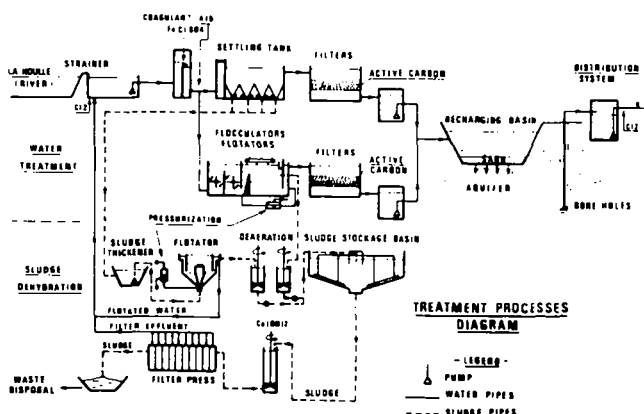


Fig. 3. Mouille diagram

3.2. Caractérisation des boues (Tableau N° 2)

De par la nature des eaux brutes (peu de matières en suspension, beaucoup de plancton et de matières organiques, d'où taux élevé de coagulant), les boues sont composées en majorité d'hydroxydes (60 à 65% des MS). Elles se classent dans le groupe 'Classification III' du tableau général N° 1. Les très fortes valeurs en DCO/MS (Demande Chimique en Oxygène) supérieures à 1000 mg O₂/g MS, sont bien révélatrices d'un fort taux de matières organiques. Avant même toute étude ces boues sont supposées être difficiles à traiter.

3.3. Etudes préalables sur les boues

Lors de la 1ère tranche aucune déshydratation mécanique n'était prévue: les boues étaient partiellement épaissies avec polymère et envoyées en lagune ou lits de séchage.

En vue de l'extension, qui comprenait également le traitement de la totalité des boues produites dans la station, de nombreux essais furent effectués sur les purges du Pulsator: études d'épaississement et de filtrabilité (tableau N° 3), de centrifugation, filtre à bande, filtre-pressé, etc. Les principaux enseignements dégagés furent les suivants:

Limites de l'épaississement statique

Filière ferrugineuse plus économique (sur les boues et sur l'eau)

Siccités seulement acceptables avec filtre-pressé.

Il aurait fallu construire un épaisseur de 500 m² pour épaissir les purges aux environs de 20 g MS/l, et ce avec un ajout massif de chaux.

3.4. Choix des filières boues

Deux impératifs étaient imposés:

- Evacuer le résidu final en décharge avec une siccité maximale
- Recycler la totalité des effluents, aucun rejet ne pouvant être effectué dans la rivière.

Le filtre-pressé fut donc choisi pour assurer des siccités d'au moins 30% avec un gâteau parfaitement pelletable. Le recyclage de la totalité des effluents imposait les constatations suivantes:

— non emploi de polymère dans la station (législation française)

— impossible de recycler une surverse d'épaisseur à pH 10-11 par crainte d'obtenir une eau incrustante dangereuse pour les filtres à charbon actif.

Une filière s'imposait donc pour traiter les purges de Pulsator: flottation (Sediflotazur) avec flocculant naturel (Flocgel) — stockage — chaulage — filtre presse.

La décision de construire un traitement complet des boues a été en partie déterminante lors de la conception de la nouvelle extension de traitement d'eau: l'adoption pour celle-ci des techniques de flottation (4 Flotazur C de 300 m³/h unitaire) permettait de conjuguer dans un même appareil les phases de traitement d'eau et d'épaississement des boues et également de fournir des boues de qualité identique à celle de la 1ère tranche (Sediflotazur). La nouvelle tranche a donc été l'aboutissement d'une réflexion globale qui a pris en compte la totalité des paramètres techniques et économiques tant sur la filière eau que sur la filière boue.

Le tableau N° 4 résume l'étude technico-économique entre les deux filières envisagées lors de l'extension: 2100 m³/h en Pulsator face à 900 m³/h (1ère tranche Pulsator) plus 1200 m³/h (2ème tranche Flotazur C).

Le gain en investissement est évident pour la filière flottation, que ce soit en épaisseur ou en

Tableau N° 1. Outil de travail: classification des résidus d'appellation générale boues d'eau potable

Classe	Provenance des eaux	Caractère Prédominant	Éléments principaux analytiques (% sur MS à 105°C)
Decarbonatation I	Eaux de surface/forage	Hydrophobe (Carbonates Ca)	CaCO ₃ >85% Hydroxydes (Fe + Al)<5% Mg<1% *MO<10%
Decarbonatation II	id.	Hydrophobe magnésienne	CaCO ₃ >80% 2<Mg<5% Hydroxydes (Fe + Al)<5% MO<10%
Decarbonatation partielle I	id.	Hydrophobe (+ quelques Hydroxydes)	CaCO ₃ = 70-80% Hydroxydes (Fe + Al) = 5-10% Mg<2% MO<10%
Decarbonatation partielle II	id.	Hydrophobe (taux élevé d'hydroxydes)	CaCO ₃ = 65-75% Hydroxydes (Fe + Al) = 10-20% MO<10%
Decarbonatation partielle III	id.	Hydrophobe/Hydrophile	CaCO ₃ = 50-65% Hydroxydes (Fe + Al) = 20-30% MO = 10-20%
Clarification I	Eaux très peu chargées — eau de barrage — rivière proximité source — lac propre	Très hydrophile (taux très élevé d'hydroxydes)	Hydroxydes>60% MO>20% DCO/MS = 250-400 mg O ₂ /g MS
Clarification II	id.	id.	Hydroxydes = 40-60% MO>30% DCO/MS = 400-800 CACO ₃ = 10%
Clarification III	Canal 'Bras mort' de rivière Eaux très chargées en plancton, algues, etc. Taux très élevé de coagulant	id.	Hydroxydes> 65% MO>30%
Clarification IV	Rivière 'moyenne' chargée en matières organiques Eau brute = 30-70 mg MS/l	Hydrophile (colloïdale organique)	Hydroxydes = 20-30% DCO/MS = 400-800 MO>20%
Clarification V	id.	Hydrophile (avec charge hydrophobe)	Hydroxydes = 20-25% Charbon actif = 10-15% DCO/MS>800
Clarification VI	Rivière 'moyenne' argileuse Lac (avec ruissellement) Eau brute 30-70 mg MS/l	Hydrophile (colloïdale argileuse)	Hydroxydes = 20-30% MO = 15-20% Argiles 25-40% DCO/MS = 200-400
Clarification VII	Rivière en crue Fleuve aux embouchures Eau brute 60-200 mg MS/l	Hydrophile-Limoneuse	Limons (silicates, silex, calcaire, argiles, etc.)>60% Hydroxydes = 10-20% MO<15%
Clarification VIII	Eau brute 1-2 mg MS/l Filtration directe sans coagulation	Hydrophile-Hydrophobe	Limons et Sables = 60-70% MO = 30-40%
Demanganisation	Forage	Mixte hydrophobe/Hydrophile	Oxyde de manganèse MnO ₂ (+ quelques hydroxydes Fe)
Deferrisation	Forage Eau brute 20-50 mg Fe/l	Hydrophile (hydroxydes) (Fe + Al)	Hydroxydes de fer>40% Hydroxydes d'Al = 5-10% CaCO ₃ = 20-40%

*MO = matières organiques

Tableau N° 2. Caractérisation des boues de Moule

Concentrations	Purges Pulsator: 2-3,5 g MS/l Purges Pulsator flottées sur Sediflotazur: 25-30 g MS/l Boues flottées des Flotazur C: 18-25 g MS/l Boues après stockage 3 jours: 30 g/l
Fer	29 à 34% sur MS (soit un taux d'hydroxyde ferrique de 55 à 65% sur MS)
Pertes au feu	105-250°C: 14-17% sur MS 250-450°C: 6-9% sur MS 450-600°C: 1,5-2% sur MS 600-900°C: 2,9-3,2% sur MS (soit matières volatiles à 600°C: 21 à 28% sur MS)
CaCO ₃	5 à 7% sur MS
Carbone Organique Total	10-15% sur MS
COT/Azote Kjeldahl	5 à 6
DCO sur MS (Méthode au Dichromate)	700 à 1200 mg O ₂ /g MS
Manganèse Magnésium Chrome Zinc	1650 mg/kg MS 3900 mg/kg MS 117 mg/kg MS 127 mg/kg MS

Tableau N° 3. Etudes préalables d'épaississement sur les boues du décanteur-pulsator

Paramètres	Filière FeClSO ₄	Filière Al ₂ (SO ₄) ₃ , 18H ₂ O
Dosages eau brute en produit commercial (g/m ³)	250-300	230-300
Bilan massique (Pulsator à 900 m ³ /h) Production de boue (g MS/m ³ d'eau brute) Concentration des purges (g MS/l) Volume de purges (m ³ /j)	1824-2064 kg MS/j 84-97 2-3 730-1030	1608-1944 kg MS/j 74-90 1-1,5 1286-1555
<i>Epaississement statique</i> Sans réactif Avec polymère Avec chaulage Avec chaux et polymère	C _m = 5 kg MS/m ² .j C _S = 1% C _m = 25 kg MS/m ² .j C _S = 1,2% C _m = 15 kg MS ₁ /m ² .j C _S = 2% (avec 50% chaux sur MS) C _m = 30 kg MS ₁ /m ² .j C _S = 2,7%	C _m = 5 kg MS/m ² .j C _S = 1% C _m = 30 kg MS/m ² .j C _S = 0,7% C _m = 12 kg MS ₁ /m ² .j C _S = 3% (avec 100% chaux sur MS) C _m = 22 kg MS ₁ /m ² .j C _S = 3,2%
<i>Etude de filtrabilité</i> Résistance spécifique R à 0,5 bar 1) sur boue épaissie sans réactif 2) sur boue épaissie avec chaux 3) sur boue épaissie avec polymère	Conditionnement: 50% chaux sur MS R _{0,5} = 25 × 10 ¹¹ m/kg Conditionnement: 15% chaux sur MS R _{0,5} = 30 × 10 ¹¹ m/kg Conditionnement: 30% chaux sur MS R _{0,5} = 40 × 10 ¹¹ m/kg	— Conditionnement = 0 R _{0,5} = 11 × 10 ¹¹ m/kg —
Surface d'épaississeur pour le Pulsator à 900 m ³ /h Epaississement avec chaux	∅ 16	∅ 20 m

Nota: MS = Matières sèches
MS₁ = Matières sèches de la boue conditionnée
C_m = Charge massique
C_S = Concentration boue épaissie

Tableau N° 4. Extension de Moule à 2100 m³/h: comparatif technique des deux filières boue envisagées

Paramètres filières	Extension par décanteur – Pulsator 900 m ³ /h 1ère tranche 1200 m ³ /h 2ème tranche	Extension par flottation (Flotazur C) 900 m ³ /h 1° tr. Pulsator 1200 m ³ /h 2° tr. Flottateurs
Dosages FeClSO ₄ dans Eau Brute (g produit commercial/m ³ EB)	250-300	150-250
Bilan massique kg MS/j Concentration des boues	4250-4810 purges à 2-3 g MS/l	3500-4490 Boues flottées à 18-25 g/l et purges à 2-3 g/l
<i>Epaississeur statique</i> Avec chaux (50% sur MS) Avec Flocgel	∅ 25 m (Boue à 20 g/l) ∅ 26 m (Boue à 10 g/l)	(sur purges Pulsator seulement) ∅ 16 m (Boue à 20 g/l) ∅ 17 m (Boue à 10 g/l)
Epaississeur Flottateur (Sediflotazur) Avec Flocgel	∅ 7,5 m (Boue à 28 g/l)	(sur purges Pulsator seulement) ∅ 4,5 m (Boue à 28 g/l)
Déshydratation Filtre-pressé sur boues flottées et boues sédiflottées	Conditionnement: 25% chaux sur MS r _{0,5 bar} = 25 × 10 ¹¹ m/kg Capacité filtre = 1,75 kg MSo/m ² .h Siccité cake = 27-32% Dimension filtre: V = 4290 litres S = 286 m ² 1 filtre 1,3 × 1,3 m Consommation chaux = 1,2 t/j	Conditionnement: 25% chaux sur MS r _{0,5 bar} = 19 × 10 ¹¹ m/kg Capacité filtre = 1,9 kg MSo/m ² .h Siccité cake = 27-32% Dimension filtre: V = 3600 litres S = 240 m ² 1 filtre 1,2 × 1,2 m Consommation chaux = 1,1 t/j
Déshydratation filtre-pressé sur boues épaissies en statique (avec chaux)	Conditionnement: 15% chaux sur MS r _{0,5 bar} = 30 × 10 ¹¹ m/kg Capacité filtre = 1,1 kg MSo/m ² .h Dimension filtre: V = 6700 litres S = 447 m ² 2 filtres 1,2 × 1,2 Consommation chaux = 3,5 t/j	Conditionnement global: 20% chaux sur MS r _{0,5 bar} = 25 × 10 ¹¹ m/kg Capacité filtre = 1,4 kg MSo/m ² .h Dimension filtre: V = 5000 litres S = 334 m ² 1 filtre 1,3 × 1,3 m Consommation chaux = 2 t/j

Nota: MSo = matières sèches de la boue non conditionnée

déshydratation. Les coûts d'exploitation sont également à l'avantage de la filière flottation.

Les tableaux N° 4 et N° 5 nous donnent les performances actuelles des filières de boues de la station. Le fonctionnement au Flocgel du Sediflotazur sur purges du Pulsator est tout à fait satisfaisant. Les dosages de chaux avant filtre-pressé sur l'ensemble des

deux boues flottées sont tout à fait raisonnables: 20 à 25% de chaux sur MS (net avantage ici à l'hydroxyde de fer vis à vis de l'hydroxyde d'aluminium).

3.5. Coûts d'exploitation comparés

Une comparaison entre les deux filières de traitement

Tableau N° 5. Moule: résultats d'exploitation du sediflotazur sur purges de pulsator

Paramètres de fonctionnement du sediflotazur	Agent de conditionnement		
	Polymère synthétique PROSEDIM CS53	Alginate naturel AQUALGINE SA	Produit Amylacé NATUREL FLOGGEL
Dosages — kg/tonne MS	2,5	7	16
Coût — FF/tonne MS	70 FF	230 FF	72 FF
Charge massique — kg MS/m ² .h	5-6	4-4,5	4,5-5
Vitesse ascensionnelle — m/h (avec le recyclage)	3,5-4	2,5-3	3-3,5
Pourcentage de recirculation	35-40%	20-25%	25-30%
Concentrations boues flottées — g MS/l	26-28	28-32	25-28
Concentrations eau clarifiée — mg MS/l	10	100-150	15-50
Rendement de capture — %	>99	>92	>98

- 1) l'effluent clarifié du Sediflotazur (flottation des purges Pulsator): ce recyclage est constant (40 à 60 m³/h) et les charges en MS sont faibles (15 à 30 g/l). Son pH est égal à celui de l'eau décantée.
- 2) le filtrat du filtre-pressé: son débit est variable selon le rythme des pressées. La charge en MS est faible également, mais le pH est supérieur à 12. Lors du recyclage, le pH de l'eau brute augmente de façon significative (Fig. 4) et entraîne une légère perturbation au niveau de la flottation.
- 3) Les eaux de lavage des filtres: le débit instantané est élevé (1200 m³/h), soit près de 60% du débit nominal de l'usine. Le volume moyen d'un lavage est de 180 m³. Le pH de cette eau est égal à celui de l'eau clarifiée mais sa charge massique évolue entre 800 et 25 mg/l à la fin du rinçage. L'influence de ce recyclage en tête de l'installation est sensible surtout en période d'eau froide.

est faite dans le tableau N° 6. Le débit des deux filières a été fixé à 600 m³/h (débit moyen souvent observé).

La flottation permet une économie sensible de réactif, surtout en été lorsque la concentration en algue est importante. Cette économie, de l'ordre de 25%, compense, toutes choses égales par ailleurs, le surcoût énergétique évalué à 80 Wh/m³ d'eau traitée. Les résultats basés sur deux années d'exploitation montrent une différence en coût de fonctionnement de 0,6 centimes par m³ à l'avantage de la flottation.

Lorsque l'on prend en compte la totalité de la filière: traitement des eaux et traitement des boues, la nécessité de passer par un stade d'épaississement des boues décantées accroît encore la tendance puisque la filière flottation permet une économie de 12,5% sur chaque m³ produit. (Soit un gain de 2,8 centimes/m³ d'eau traitée). Si l'on ne prend en compte que les seuls ateliers de boue, la filière flottation permet un gain de 57% sur les coûts d'exploitation.

3.6. Le problème des différents recyclages

Trois effluents différents doivent être recyclés en tête de station:

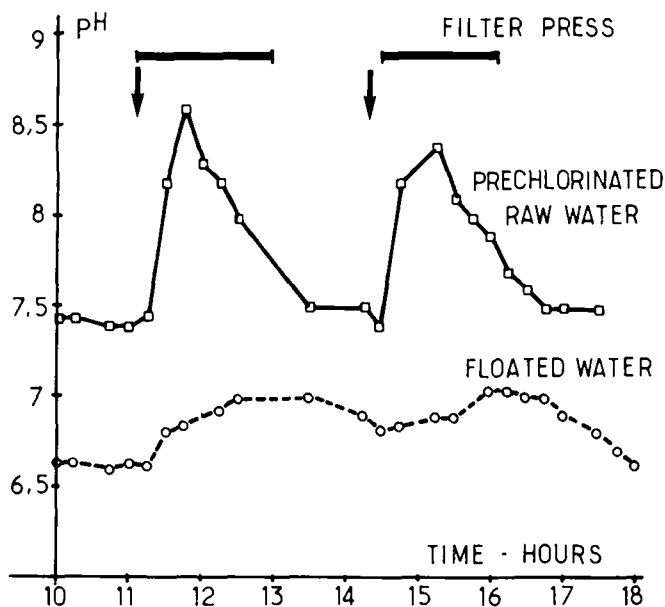


Fig. 4. Influence of filter press effluent

Tableau N° 6. Moule: coûts d'exploitation comparés des deux filières de traitement (Coûts en centimes par m³ d'eau traitée — Statistique 1981)

	PULSATOR 600 m ³ /h		FLOTTATEUR 600 m ³ /h	
	Quantité	Coût	Quantité	Coût
<i>Traitement de l'eau</i>				
Chlore	14 g/m ³	2,4 c	14 g/m ³	2,4 c
Coagulant**	200 g/m ³	11 c	145 g/m ³	8 c
Adjuvant*	—	0,1 c	—	0,1 c
Electricité (total par filière)	170 Wh/m ³	5,1 c	250 Wh/m ³	7,5 c
		18,6 c/m ³		18,0 c/m ³
<i>Traitement des boues</i>	1,02 t MS/j		0,84 t MS/j	
Epaississement par flottation				
Conditionnement*	16 kg/t MS	0,51 c	—	—
Electricité	46 Wh/m ³	1,38 c	—	—
Filtre-pressé	Moyenne 6,8 pressées/semaine		Moyenne 5,6 pressées/semaine	
Chaulage	1,79 t/semaine		1,47 t/semaine	
	0,017 kg/m ³	0,54 c	0,014 kg/m ³	0,45 c
Electricité	10 Wh/m ³	0,30 c	8 Wh/m ³	0,25 c
Mise en décharge	28,9 t cake/semaine		23,8 t cake/semaine	
	3,4 bennes/semaine	1,21 c	2,8 bennes/semaine	1,0 c
		3,94 c		1,7 c
Total filière		22,54 c/m³		19,7 c/m³

Ne sont pas pris en compte les coûts de régénération des charges de charbon actif
1 kWh = 30 c

* Adjuvant FLOGGEL (amidon) = 4,5 F/kg

** Coagulant CLAIRTAN (Thann et Mulhouse) FeCl₃ = 540 F/tonne livrée en produit commercial à 45,1% en poids de FeCl₃

Chaux éteinte = 320 F/tonne livrée

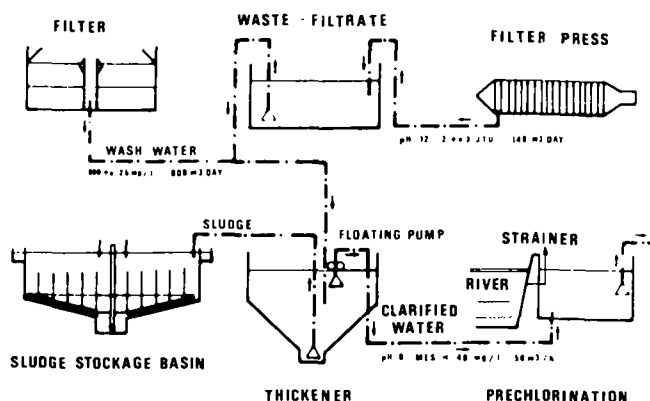


Fig. 5. Recycling diagram

Afin de minimiser au mieux l'impact de ces retours, un circuit spécial a été adopté (Fig. 5) en interposant une bache de stockage qui a pour but:

- la régularisation du débit recyclé
- l'homogénéisation du pH de l'eau recyclée par mélange des différents rejets
- la réduction des matières en suspension recyclées. En effet, cette bache de stockage permettra une décantation des boues d'eaux de lavage des filtres: le liquide clair surbaignant est seul recyclé alors que les boues sont envoyées sur le filtre-pressé.

4. Conclusion

Une filière eau par flottation permet de résoudre les cas où la décantation est difficile ou impossible (eaux de température très basse, eaux très colorées et riches en plancton nécessitant de forts taux de traitement en coagulant). La flottation est également à envisager quand les tests d'orientation montrent que l'on peut clarifier l'eau avec une dose réduite de réactif. De plus, la souplesse de fonctionnement et en particulier la rapidité de démarrage et de mise en régime de cette filière sont particulièrement appréciées de l'exploitant.

La concentration des boues en sortie de flottateur rend inutile tout post-épaississement avant filtre-pressé, d'où un gain sensible en coût d'investissement et d'exploitation.

Sur la filière décantation, l'épaississement des purges par flottation permet également de réduire de beaucoup la taille des ouvrages de post-traitement et d'obtenir sans chaulage des concentrations de boues jamais atteintes en épaisseur statique. Lorsqu'une déshydratation est obligatoire, la seule filière économique possible est parfois la flottation, notamment avec des boues très diluées et peu décantables (cas de la station de Mervent, Tableau n° 7). Il est intéressant de noter qu'en France les quatre plus récentes installations de traitement de boues d'eau potable comportent toutes une flottation des purges de décanteur.

Il est impossible de dissocier maintenant dans une conception d'une unité moderne de traitement les deux filières eau et boue si l'on veut optimiser au mieux les coûts d'investissements mais aussi d'exploitation de l'ensemble de la station.

A chacun d'avoir un cheminement sain pour définir la filière boue la plus rationnelle en fonction du but final recherché et de la qualité originelle de l'eau brute. Nul doute que la flottation soit dans ce domaine un maillon intéressant, surtout là où les performances de l'épaississement statique restent très dérisoires.

Tableau N° 7. Mervent (Vendée): Résultats d'exploitation de la filière Flottation-Filtre à bande

SEDIFLOTAZUR (Ø 7 m)	
— Concentration purges décanteur (Fonctionnement au sulfate d'alumine)	0,66 g MS/l
— Charge massique	3-3,5 kg MS/m ² .h
— Vitesse ascensionnelle avec recyclage	6-6,5 m/h
— Pourcentage de recirculation	20-25% du débit des purges
— Dosage polyélectrolyte CS 83	1 mg/l de boue soit 1,5 kg/tonne MS (environ 40 FF/tonne MS)
— Concentration boue flottée	35-40 g MS/l
— Concentration eau clarifiée	<30 mg MS/l
PRESSDEG (1 = 2 m)	
— Pré-conditionnement	12% Ca(OH) ₂ sur MS (pH = 10,5) et 2,7 kg AS 75/tonne MS (polymère anionique) (soit 55 FF/t MS)
— Débit massique	210 kg MS/h soit 105 kg MS/m largeur.h
— Siccité du gâteau	18% (gâteau parfaitement pelletable)
— Eau de drainage	60 mg MS/l
— Eau de lavage	700 mg MS/l
— Taux de capture	>95%

Références bibliographiques

- Richard, Y., La flottation, Conférence AGHTM du 23 Avril 1981. 'TSM', 10, 1981 p. 501-510
- Zabrel, T. F., La flottation, SS4 AIDE Tokyo, 1978
- Martin, F. et Thebault, P., Les nouvelles installations de Moule: Flottation et traitement des boues. 'L'eau et l'Industrie', n° 52 Février 1981, p. 61 à 65
- Haubry, A. et Fayoux, C., Boues d'eau potable: Problèmes posés par la diversité de leurs natures et origines. 'L'eau et l'Industrie', n° 40 Décembre 1979
- Kos, Peter, Gravity thickening of water treatment plant sludges. JAWWA, May 1977, p. 272-281
- Bratby, J. and Marais, Thickening of brown water sludges by dissolved air (pressure) flotation. Water SA, 1977, n° 3, n° 4
- Colienne, R. et Cornet, J. C., Possibilités de déshydratation des boues à base d'hydroxyde d'aluminium, 'Tribune de CEBEDEAU' n° 411
- Nielsen, Hubert L. and Keith, E., Alum sludge thickening and disposal, JAWWA, Jun 1975
- Eulp, Russel L. and Wilson, William L., Is alum sludge advantageous in wastewater treatment? 'Water and Wastes Engineering', Juillet 1979
- Epa, U. S., Information Ressource: Water pollution control in the water utility industry, Program, n° 12120 EUR, Nov. 71
- Thebault, P., Les boues sous-produit de l'eau potable. Cas des solutions apportées à la station de Moule, 'L'eau et l'Industrie', Décembre 1981

La chaux est un moyen de choix pour le compactage de boues minérales à base de sels d'aluminium ou de fer. Pour les boues originaires de coagulants aluminiques, nos recherches ont démontré la formation de composés cristallins mixtes de stoechiométrie définie et identifiables par diffraction RX. Les composés les plus importants formés en usine sont l'aluminate $6\text{CaOAl}_2\text{O}_3 \cdot x\text{H}_2\text{O}$ (soit 3 Ca/Al), le carbonate complexe $3\text{CaOAl}_2\text{O}_3 \cdot \text{CaCO}_3 \cdot 11\text{H}_2\text{O}$ (soit 2 Ca/Al) et, secondairement, l'hydroxycarbonate $\text{Ca}_{16}\text{Al}_8(\text{OH})_{51}\text{CO}_3 \cdot 21\text{H}_2\text{O}$ (soit 2 Ca/Al) ainsi que l'ettringite $6\text{CaOAl}_2\text{O}_3 \cdot 3\text{SO}_3 \cdot 31\text{H}_2\text{O}$ (soit 3 Ca/Al).

En pratique, l'abondance relative des composés dépend de la nature du coagulant (sulfate d'aluminium, PAC, WAC, ...), de la concentration en aluminium ionique dans les boues avant chaulage et des conditions techniques (mélange p. ex.) de ce dernier. D'après les résultats obtenus, la chaux doit être considérée comme un réactif à part entière, engendrant d'une part, l'ion calcium qui est nécessaire pour la formation de composés filtrables et constituant d'autre part un moyen d'ajustement du pH à une valeur supérieure à 12.5. Sa mise en oeuvre implique un mélange favorisant le passage en solution de l'aluminium et la réaction Ca-Al plutôt qu'un ménagement mécanique de la boue préformée. Dans le cas des coagulants ferriques, les composés formés par chaulage correspondent en moyenne à 2 Ca/Fe, mais la variabilité est grande et la cristallinité et surtout la filtrabilité est moindre que pour les sels d'aluminium.

Dans l'usine de Tailfer, la conduite pratique du chaulage a été optimisée par l'asservissement du dosage à la mesure continue de la conductivité à une valeur $\geq 2.25\text{ m S/cm}$. La mesure de la résistance spécifique à la filtration s'est avérée le test confirmatif le plus représentatif. Ainsi, les durées des cycles des filtres-presses sont optimisées à 15-30 min. par cycle.

La boue compactée constitue un milieu de concentration d'éléments traces éliminés lors du traitement, en particulier des métaux lourds. A l'usine de Tailfer, la concentration de ces derniers reste nettement inférieure aux limites compatibles avec une utilisation des boues en agriculture. Un évaluation en laboratoire de la lixiviation potentielle maximale en dix années de dépôt conduit à des proportions inférieures à une lixiviation de 6%. Pour ce qui est de la protection de l'environnement, une attention particulière sera accordée au cuivre.

Dans la pratique, les phénomènes de carbonatation et d'évaporation-transpiration limitent la lixiviation par eau percolée des dépôts en couche épaisse. Une vérification systématique permet de dégager le taux de lixiviation réel.

L'aluminate de calcium est soluble entre pH 11 et 12.5 et l'aluminate de sodium à des pH supérieures à 10. Les boues ferriques ne possèdent pas cette caractéristique. La redissolution acide par HCl ou H_2SO_4 de l'aluminium ($\text{pH} \leq 4.2$) ou du fer ($\text{pH} \leq 3.2$) permet également la récupération et le recyclage partiel du coagulant. L'utilisation d'un procédé de recyclage doit toutefois tenir compte de critères techniques, sanitaires et économiques. Parmi les autres résultats obtenus lors des recherches, il convient de signaler que la libération maximale potentielle des métaux lourds reste inférieure au taux tolérable pour le recyclage.

Trois aspects principaux doivent être pris en considération dans les procédés de compactage:

- Les conditions de réaction du chaulage et la conduite optimale de celui-ci
- La stabilisation de métaux lourds dans les boues traitées et mis en dépôt
- La faisabilité du recyclage du coagulant compte tenu de la recirculation des métaux lourds.

Dr ir A. Graveland, Amsterdam Water Supply.

Firstly, the philosophy for solving the problem of sludges delivered by the production of drinking water, starts with the choice of the optimal type out of the available treatment systems from the point of view of the nature and the volume of the waste. It is useful at this stage to deliver a type of waste which can be used somewhere else without additional treatment.

Secondly, the necessary treatment of the residual sludges depends on the ultimate destination: re-use or disposal. The choice between re-use or disposal is mainly influenced by the nature of the sludge (the content of clay, organic matter, heavy metals, the content of coagulant metals Fe or Al), the cost and the possibilities of disposal at a short distance.

The results of an inquiry held in 1978 in the Netherlands among the water companies regarding the dry content weights for different types of wastes and the estimates for the year 1985, because central softening now is permitted down till 1.5 mol/m^3 by the European Communities, are collected in the following table:

in %	Softening	Coagulation	Backwashing Filters
1978	38	34	28
1985	85	8	7

Central softening delivers the highest percentage of waste. A relatively cheap softening method by means of crystallisation and caustic soda has been developed by the Amsterdam Water Supply. This process produces exclusively marble (CaCO_3 , calcite) grains with a water content of 0,2%, within the very short time of one minute. The process is independent of the water temperature. For these grains different uses are known. By this means the problem of the softening waste can be solved.

The capital and operating costs at maximum production	0.5 p/m ³
Caustic soda for softening of 1 mol/m ³	0.5 p/m ³
Total costs	1 p/m ³ , mol.

If the sludge of coagulation, pre-sedimentation, microstraining or backwashing of filters is of a natural type such as clay, humic acids or algae, with a sufficiently low content of iron, aluminium and heavy metals, disposal of this sludge is justified. But when the content of iron or aluminium in coagulation sludge is high, recycling and re-use of these metals are advisable. In general for both destinations of re-use and disposal, a reduction in sludge volume by dewatering is necessary, firstly by thickening up to 10-20% dry content and

secondly by preconditioning and one of the known sludge treatment methods.

The Amsterdam Water Supply has developed a new method to recover ferric chloride from sludges with a high content of iron hydroxide. The dry content of the sludge, after thickening and drying on a drying bed, is 50–70%, depending on the period and the season of the year in which the drying takes place.

The sludge is burned in a furnace with a fluidised bed at a temperature below 700°C. The iron ore is dissolved in chloride acid. The solution is filtered and can be used again as a coagulant. The total costs of the recycling (installation, energy, HCl etc.) are nearly the same as the price for buying FeCl₃, £40/ton 40% FeCl₃. By this approach the environmental problem of sludges is very much reduced.

Effects of water storage before treatment

Effets d'un bassin de stockage en amont d'une prise d'eau

Authors: G. Oskam (Netherlands)
Auteurs: I. K. Brown (Australia)
J. Fontaine & G. Jacquet
(France)

Leading T. Vakkuri (Finland)
Contributors: Dr. J. D. Ross &
Contributeurs J. A. Steel (UK)
Principaux:

Gijsbert Oskam, Water Storage Corporation Brabantse Biesbosch, P.O. Box 61,
4250 DB Werkendam

1. Introduction

The use of storage reservoirs for water supply is steadily increasing. During the storage period many processes are acting, resulting in water quality changes, which may be either of a beneficial or adverse nature. The magnitude and type of these storage effects depend on the characteristics of the storage itself, combined with external factors, like wind and radiation (light, heat).

The objective of storage may be to guarantee a continuous supply during periods of insufficient river flow. Many of the older reservoirs just serve this quantitative purpose. Qualitative reasons for constructing a reservoir are: bridging periods of unacceptable river quality—e.g. due to accidental discharge of toxic substances—and quality improvement during storage.

Two main types of reservoirs can be distinguished. The oldest and most frequently found are impoundments (dams) in upland hilly areas, often of irregular shape. Mostly they are constructed for quantitative reasons or have a multipurpose function. The other type is to be found in lowland areas: bank-side pumped-storage reservoirs, surrounded by dikes with regular shape and flat bottom. Because they mostly serve water supply only, have comparatively small sizes and can be shut off from the river, they are much more manageable than impoundments.

The magnitude of quality changes during storage is determined by the available reaction time, often identified with the average residence time of the water. Also the temperature is a controlling factor, especially for biological conversions, so that in temperate climates large seasonal variations can be expected.

The most important factor is the quality of the raw water source itself. An unpolluted, oligotrophic stored water would not create problems, whereas the storage of a polluted, nutrient-rich water often results in deterioration of water quality. In the latter case it is essential, that preventive and or corrective measures are applied in reservoir management.

2. Possible adverse effects of storage

Deterioration of stored water quality has two main causes: the growth of algae and the development of anaerobic conditions. Mass development of algae (water bloom) as a result of eutrophication (nutrient enrichment) has become a common phenomenon. Many algal species—especially blue-greens—produce taste and odour substances, which are sometimes very difficult to remove in treatment. The same blue-green algae are known to produce toxins, which have been proven to be lethal to water fleas, fish, birds and mammals. If treatment is deficient, this could pose a

health risk to consumers. Algae may also cause a lot of problems in treatment like high coagulant and disinfectant demand, clogging of filters and the passage of algae into supply, because their removal never will be 100%. This in turn can lead to problems in the distribution system, like bacterial aftergrowth and the development of microfauna.

When a reservoir stratifies, deoxygenation of the hypolimnion water often leads to anaerobic conditions and this initiates several undesirable processes of chemical and biological nature. Particulate $\text{Fe}(\text{OH})_3$ and MnO_2 from the sediments will be chemically reduced to dissolved Fe^{2+} and Mn^{2+} , also resulting in solution of adsorbed phosphate. Biological processes are denitrification ($\text{NO}_3^- \rightarrow \text{N}_2$), sulphate reduction ($\text{SO}_4^{2-} \rightarrow \text{H}_2\text{S}$), formation of NH_4^+ and putrefaction of organic substances. Under such circumstances situations may develop, where the epilimnion water contains a dense crop of algae, whereas the hypolimnion is unacceptable by biochemical standards.

Another problem arises, when the influent water contains pollutants of industrial origin. By their nature they are often associated with the suspended material and will settle and accumulate in the bottom sediments. It has been shown, that under anaerobic conditions heavy metals like mercury can be converted by bacterial action to soluble forms, which might lead to remobilisation. Techniques to control undesirable side-effects are dealt with in Chapter 4.

3. Beneficial effects of storage

The property of water to recover after its pollution is termed self-purification. Table 1 outlines the most important processes, that may contribute to water quality improvement in storage reservoirs.

Table 1. Self-purification in storage reservoirs

Biological processes	Biodegradation of organic substances Nitrification of ammonia to nitrate Die-off of fecal bacteria and viruses
Physical processes	Equalizing of water quality Gas exchange of oxygen and carbon dioxide Evaporation of volatile substances Settling of suspended solids and adsorbed material
Chemical processes	Oxidation of divalent iron and manganese Hydrolysis of organic esters and polyphosphates Photolysis of humic substances and polynuclear aromatic hydrocarbons

Kinetic considerations

Every reaction or process (set of reactions) can be characterized by its kinetic order. In general it can be

assumed, that removal processes have first order kinetics, meaning that the removal rate is proportional to the concentration of the reactant involved:

$$\frac{dc}{dt} = -k \cdot c \text{ with the solution } c_t = c_0 \cdot e^{-kt} \quad (1)$$

c_t = concentration after time t

c_0 = concentration at $t = 0$

k = rate constant

However, this solution is only valid, if every water molecule has exactly the same residence time, i.e. under ideal plug flow conditions. In practice more or less mixed conditions prevail. The removal rate under mixed conditions can be calculated from a consideration of the mass balance:

$$\begin{aligned} V \cdot dc &= Q \cdot c_{in} \cdot dt \\ \text{mass change} &= \text{amount in inflow} \\ &- Q \cdot c_{out} \cdot dt - V \cdot k \cdot c_{out} \cdot dt \quad (2) \\ &- \text{amount in outflow} - \text{amount reacted.} \end{aligned}$$

V = volume of the reservoir

Q = flow

c_{in} = concentration in inlet water

c_{out} = concentration in outlet water (= concentration in reservoir)

With $\frac{V}{Q} = T$ (= average residence time) this can be rearranged to:

$$\frac{dc}{dt} = \frac{1}{T} \cdot c_{in} - \frac{1}{T} \cdot c_{out} - k \cdot c_{out} \quad (3)$$

Under steady state conditions $\frac{dc}{dt} = 0$ and

$$\frac{c_{out}}{c_{in}} = (1 + kT)^{-1} \quad (4)$$

A compromise between ideal plug flow and fully mixed conditions can be reached by compartmentalization, that is to connect several mixed reservoirs in series. The removal effect can then be expressed as:

$$\frac{c_{out}}{c_{in}} = \left(1 + k \frac{T}{n}\right)^{-n} \quad (5)$$

T = total residence time

n = number of reservoirs

Table 2 gives calculated c_{out}/c_{in} ratios as a function of compartmentalization and reaction rate for a fixed residence time of 100 days.

Table 2. Ratio of outlet and inlet concentration for different k -values and compartmentalization ($T = 100$ days)

k \ n	1	2	4	6	plug flow
0,01	0,50	0,44	0,41	0,40	0,37
0,05	0,17	0,08	0,04	0,026	0,007
0,25	0,04	0,005	0,0004	0,00005	$1,4 \times 10^{-11}$

From this table can be derived, that slow reactions (kT -values about 1) don't benefit from compartmentalization. On the other hand processes with a large k proceed so fast, that in theory compartmentalization has a tremendous effect without being of much practical use. Only for intermediate reaction rates it seems worthwhile to divide the storage volume in a few separate units. In pumped storage reservoirs this can be accomplished by one (or two) baffle dam(s), thereby also preventing direct short-circuiting. The use of baffle dams seems hardly feasible in impoundments but especially if they have a long axis, they behave more like a "natural" series of connected basins, than as one fully mixed reservoir.

Results from practice

The results presented here draw very much on the experience with the Biesbosch reservoirs, but they are believed to be applicable to other reservoirs. The Biesbosch reservoirs are pumped storage reservoirs, fed with River Meuse water and acting as the first stage in the public water supply of a large part of the South-Western Netherlands, including Rotterdam. Some characteristics are given in Table 3.

Table 3. Characteristics of the Biesbosch reservoirs

Reservoir		A	B	C
Surface area	ha	320	219	105
Volume	10^6 m^3	37	33	13
Max. depth	m	27	27	15
Residence time	days	90	90	35

The reservoirs B and C were commissioned in 1973, whereas reservoir A became operational at the end of 1979. Fig. 1 shows the flow diagram of the reservoirs.

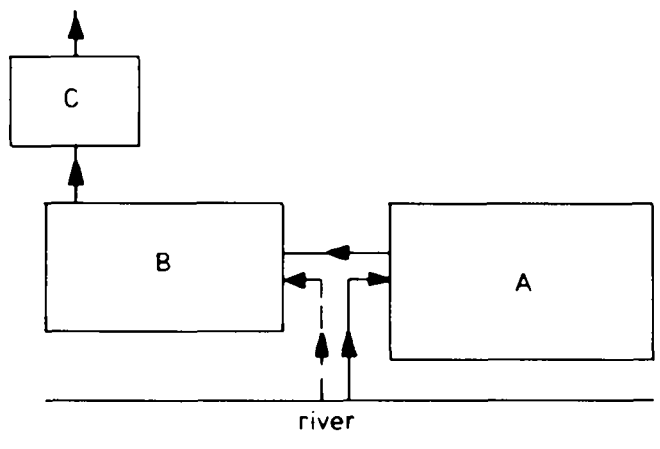


Fig. 1. Flow diagram of the Biesbosch Reservoirs

The reservoirs B and C are designed as process reservoirs to guarantee a minimum residence time for quality improvement. Hardly any water level variation is permitted. Reservoir A really serves the storage function in the project and can be nearly emptied in case of low river flow or accidental pollution of the river water. All three reservoirs are being circulated by air injection at the bottom and behave as completely mixed reactors. Table 4 gives an overall picture of the average water quality in inlet and reservoir waters, divided in general parameters, heavy metals, nutrients, organic and bacteriological parameters.

Table 4. Quality of inlet and reservoir waters

1980		Inlet	Reservoir A	Reservoir B	Reservoir C
Oxygen saturation	%	91	98	100	100
Suspended solids	mg/l	11,8	2,80	2,3	2,6
Fe	mg/l	0,66	0,09	0,05	0,01
Mn	mg/l	0,15	0,03	0,01	0,01
Cd	$\mu\text{g/l}$	0,7	0,3	0,2	0,2
Pd	$\mu\text{g/l}$	9	2	1	1
Zn	$\mu\text{g/l}$	101	28	23	9
NH_4^+	mg/l	0,86	0,27	0,10	0,08
NO_3^-	mg/l	16	16	16	16
PO_4 -total	mg/l	1,28	0,86	0,94	0,56
TOC	mg/l	3,5	3,5	3,5	3,5
COD	mg/l	11	9	9	9
Oil	$\mu\text{g/l}$	60	10	10	10
Chlorophyll	$\mu\text{g/l}$	16	7	6	5
Plate count 37° per ml		1200	160	58	29
Total coliforms per ml		21	1,4	0,41	0,16
Clostridia spores per ml		5,3	0,48	0,20	0,039

Some of the more important storage effects are illustrated in Figs. 2, 3, 4, 5 and 6. Fig. 2 shows the course of the phenol concentration in the period, that reservoir B was fed from the river.

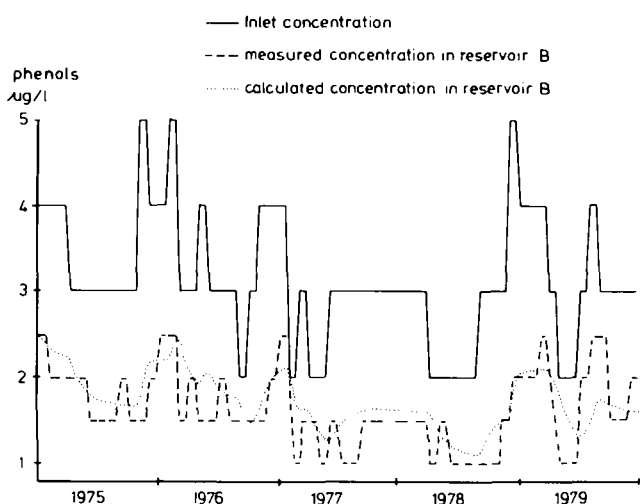


Fig. 2. Phenol concentrations in inlet and reservoir B

The breakdown, which may be assumed to be biological, leads to about a halving of the inlet concentration. Apparently the phenols still present in the inlet water are of a rather persistent character with a degradation rate constant of about $0,01 \text{ day}^{-1}$. This k -value has been used in a calculation according to equation (3). As shown in Fig. 2 the result approximates the measured concentrations rather well, illustrating, that kinetic models can be applied to reservoir behaviour of pollutants.

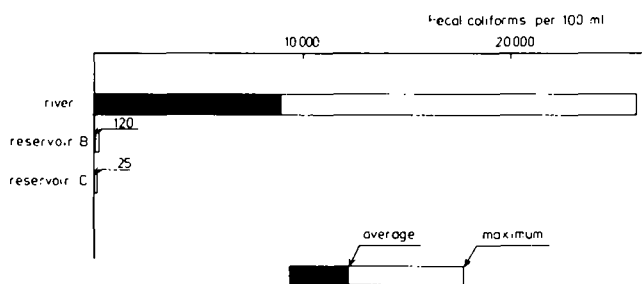


Fig. 3. The effect of storage on fecal coliforms in reservoirs B and C

With regard to the hygienic quality, Fig. 3 shows the striking decrease in the number of fecal coliforms during storage. This die-off can be considered as a fast process, where the contribution of the first reservoir is dominant. This is also apparent from the bacteriological data in Table 4 for the 37° plate count and the number of sulphate-reducing *Clostridia* spores. Although data are still scarce, there also seems to be a large improvement in virological quality. In the winter of 1979/80 ten 100 l samples of the delivered water were concentrated and examined for enteroviruses. All samples were negative.

A large part of the suspended material in the inlet water settles in the reservoirs.

Fig. 4 demonstrates that this process also removes silt-associated fractions like heavy metals and "oil" very efficiently. Up till now no signs of (temporary) remobilisation have been observed. One essential requirement for preventing this phenomenon seems to be a sufficient oxygen supply to the sediments to maintain an "oxidized microzone".

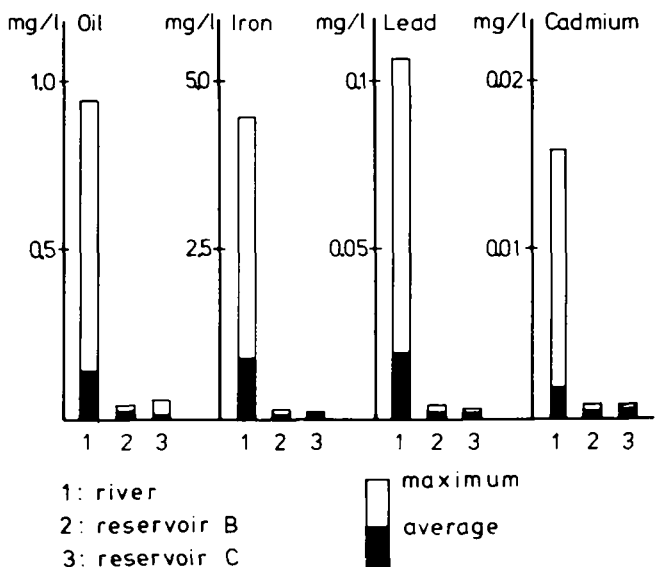


Fig. 4. The effect of settling on some pollutants in reservoirs B and C

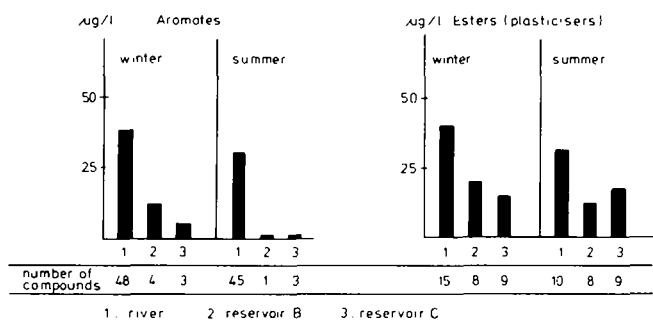


Fig. 5. The effect of storage on synthetic organic chemicals in reservoirs B and C

The presence of individual organic micropollutants has also been investigated.

Fig. 5 summarizes some of the results for two main classes of compounds. There is a striking decrease in aromatic compounds, as well in number as in concentration. This applies specially to the summer period, when removal processes proceed faster. Much importance can be attached to the observed reduction, because potentially harmful compounds are to be found in this group. The hydrolysis of plasticisers—predominantly phthalate esters—is much slower and amounts to about 50% reduction.

In 1980 a special investigation was dedicated to the polynuclear aromatic hydrocarbons (PAH's), in cooperation with the Royal Shell Laboratory in Amsterdam. Some results for benzo(a)pyrene—one of the most potent carcinogens—are shown in Fig. 6.

During spring the level in the final reservoir C dropped under the detection limit: $0,1 \text{ nanogram}$ per litre. Identical results were found for other PAH's like 3,4- and 11,12-benzofluoranthene and indeno(1,2,3-c,d)pyrene, which are also degraded by photolysis.

4. Management of water quality in storage reservoirs

Several methods are being used to minimize adverse effects of storage and to improve its beneficial effects. The control of algae growth and oxygen conditions has been the subject of the I.W.S.A. Specialised Conference "Eutrophication and Water Supply", Vienna 1981¹. Only a short summary is given here.

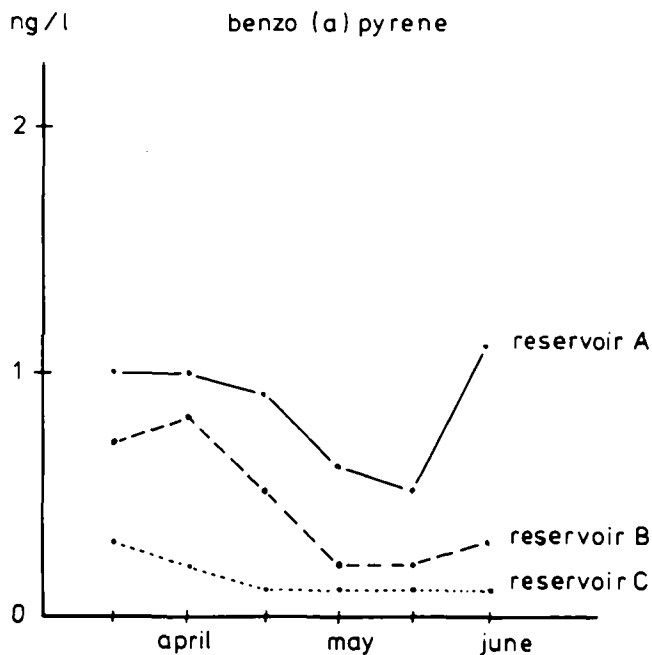


Fig. 6. Benzo(a)pyrene concentrations in the Biesbosch Reservoirs

Control of algal growth and oxygen conditions

- Pretreatment of inflowing water for phosphorus removal. This method is being applied with great success at the Wahnbach Reservoir in Germany². The water of the main tributary is taken from a small pre-impoundment into a coagulation-filtration plant, where the phosphorus concentration is reduced to 5 µg/l on average, leading to oligotrophication of the impoundment.
- Phosphorus precipitation in the reservoir itself is practiced in the Netherlands³. The method is applied to shallow reservoirs. The phosphorus is retained in the sediments by dosing of precipitants to the influent water. Especially iron(II)sulphate has proved itself to be effective.
- In deep reservoirs light can be made limiting factor for the growth of algae. This is achieved by artificial complete circulation of the stored water. Simple models of light-limited algal growth have been developed, to predict algal growth rate as a function of the available mixing depth and the optical properties of the water^{4,5}. Reservoir mixing takes place by means of pumps (Thames Valley Reservoirs) or air injection at the bottom (Biesbosch Reservoirs). This system together with zooplankton grazing results in low algal concentrations in the reservoirs, as can be seen from the chlorophyll concentrations in Table 4. Also a good oxygen supply to the sediments is ensured by the continuous mixing.
- Hypolimnion aeration, maintaining stratified conditions, can also be used for supplying oxygen to the bottom water⁶. The advantage is, that cool water is available for supply. However, the method can only be used, when the deoxygenation rate is not too high and the volume of the hypolimnion is large compared to the volume needed for supply.

Nitrification model for ammonia control

The oxidation of ammonia by breakpoint chlorination has always been common practice in the treatment of surface water to drinking water. Today it is known, that the use of chlorine leads to the formation of chlorinated organics like trihalomethanes, that may be harmful to health⁷. In order to eliminate the need for breakpoint

chlorination, the water delivered from the Biesbosch reservoirs should not contain more than 0,2 mg/l in the critical winter period. A selective water intake policy was developed, based on a model description of the ammonia behaviour in the reservoirs. The nitrification of ammonia to nitrate can be described with a Michaelis-Menten or Monod equation:

$$\frac{dc}{dt} = k \cdot \frac{c}{k_c + c} \quad (6)$$

k_c = half-saturation constant

The complete equation for a fully mixed reservoir is then:

$$\frac{dc}{dt} = \frac{1}{T} \cdot c_{in} - \frac{1}{T} \cdot c_{out} - k \cdot \frac{c_{out}}{k + c_{out}} \quad (7)$$

With the 1977–1979 data from reservoirs B and C the seasonal course of the k -value was determined. For k_c a constant value of 0,25 mg/l was found to fit the data well. Model calculations then showed, that the ammonia level in reservoir C would still rise to 0,4 mg/l during long periods, if continuous water intake was practiced. It follows, that the intake had to be interrupted during periods, when the ammonia content of the river water passed a certain critical level.

The course of this critical level during the winter period is found with working graphs, of which Fig. 7 shows an example.

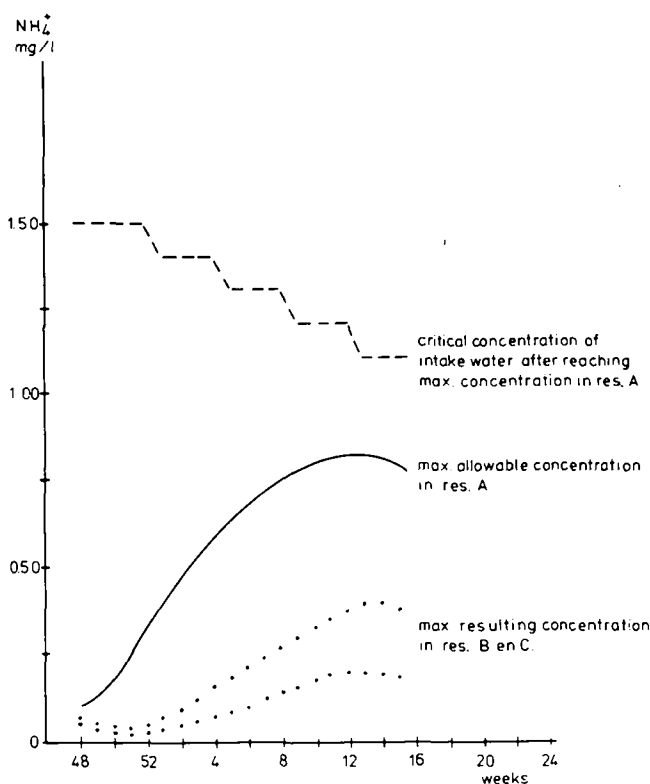


Fig. 7. Working graph for the determination of the critical ammonia concentration in river water

From the boundary condition, that the concentration in reservoir C should not exceed 0,2 mg/l, the permissible concentrations in reservoirs B and A can be calculated. From the maximum allowable concentration in reservoir A the critical concentration in the intake water can then be derived from week to week. Table 5 demonstrates, that this selective intake policy for ammonia control was wholly successful in 1980 and 1981, as compared to 1979.

Table 5. Ammonia concentrations in inlet and reservoir waters

Year	1979		1980		1981	
	average	maximum	average	maximum	average	maximum
Inlet	1,05	2,90	0,89	1,90	0,61	1,50
Reservoir A	—	—	0,27	0,56	0,23	0,52
Reservoir B	0,43	1,10	0,10	0,27	0,08	0,27
Reservoir C	0,31	0,93	0,09	0,17	0,08	0,19

This paper has tried to show, that modelling approaches can be applied to management for water quality improvement in storage reservoirs. In that sense storage may be regarded as an integral part of the treatment system, especially where it concerns polluted, eutrophic raw water sources.

References

1. I.W.S.A. Specialised Conference "Eutrophication and Water Supply", Vienna 1981 (in press).
2. Bernhardt, H. "Recent Developments in the Field

of Eutrophication Prevention", Zeitschr. Wasser Abwassetr Forschung, 14, (1981), 14-26.

3. Bannink, B. A., and van der Vlugt, J. C. "Hydrobiological and Chemical Response to the Addition of Iron and Aluminium Salts, studied in three Lund-type Butylrubber Reservoirs", Proc. Internat. Assoc. Limnol., 20, (1978), 1816-1821.
4. Steel, J. A. P., "The Management of Thames Valley Reservoirs", WRC-Symposium: "The Effects of Storage on Water Quality", 1975, 371-420.
5. Oskam, G. "Light and Zooplankton as Algae regulating Factors", Proc. Internat. Assoc. Limnol., 20 (1978), 1612-1618.
6. Bernhardt, H. "Aeration of Wahnbach Reservoir without changing the Temperature Profile", Jour. AWWA, 59 (1967), 943-964.
7. Rook, J. J. "Formation of Haloforms during Chlorination of Natural Waters", Water Treatm. and Exam., 23 (1974), 234-243.

Gijsbert Oskam, Water Storage Corporation Branbantse Biesbosch, B.P.61, 4250 DB Werkendam, Pays-Bas.

1. Introduction

L'utilisation de réservoirs de stockage pour la distribution de l'eau augmente sans cesse. Pendant la période de stockage, beaucoup de processus jouent, pour le bien ou pour le mal, entraînant des changements dans la qualité de l'eau. L'envergure et la nature de ces effets de stockage dépendent des caractéristiques du stockage même, en association avec des facteurs externes, vent et radiation, lumière et chaleur, par exemple.

Le but du stockage peut être de garantir une distribution continue pendant des périodes de débit insuffisant du fleuve. Beaucoup des réservoirs plus anciens ne servent qu'à cette fin quantitative. Des raisons qualitatives pour construire un réservoir sont: combler des périodes lorsque la qualité de l'eau du fleuve est inacceptable—à cause d'une décharge accidentelle de substances toxiques par exemple—et amélioration de la qualité pendant le stockage.

On peut distinguer deux types essentiels de réservoirs. Les plus anciens et les plus souvent rencontrés sont des eaux captées (barrages) dans des zones montagneuses, souvent de forme irrégulière. Ils sont surtout construits pour des raisons quantitatives ou ont des fonctions multiples. L'autre type se trouve dans les plaines: des réservoirs de stockage d'eau pompée le long de rivages, entourés de digues, de forme régulière et avec un fond plat. Parce qu'ils ne servent qu'à la distribution de l'eau, ils sont relativement petits et peuvent être distants du fleuve. Ils sont beaucoup plus maniables que les eaux captées.

L'ampleur des changements de la qualité pendant le stockage est déterminée par le temps de réaction disponible, souvent identifié avec le temps de séjour moyen de l'eau. La température est aussi un facteur dominant, surtout pour les transformations biologiques; donc dans les climats tempérés des variations saisonnières considérables peuvent être prévues.

Le facteur le plus important est la qualité de l'eau brute elle-même. Une eau stockée non polluée, oligotrophe ne créerait pas de problèmes, tandis que le stockage d'une eau polluée, riche en substances nutritives, entraîne souvent une détérioration de la qualité de l'eau. Dans ce cas il est essentiel que des

mesures préventives et/ou correctives soient appliquées dans la gestion du réservoir.

2. Effets nuisibles possibles provenant du stockage

La détérioration de la qualité de l'eau stockée provient de deux causes essentielles: la croissance d'algues et le développement de conditions anaérobies. Un développement massif d'algues (fleurs d'eau) venant d'une eutrophisation (enrichissement en substances nutritives) est devenu un phénomène commun. Beaucoup d'espèces d'algues, surtout les cyanophytes, produisent des substances ayant un goût et une odeur qui sont parfois très difficiles à éliminer. On sait aussi que ces mêmes algues cyanophytes produisent des toxines qui se sont avérées mortelles aux puces d'eau, aux poissons, aux oiseaux et aux mammifères. Si le traitement n'est pas efficace, ceci pourrait créer un risque pour la santé des consommateurs. Les algues peuvent aussi créer beaucoup de problèmes de traitement, comme une demande de désinfectant et de coagulant élevé, le blocage des filtres et le passage d'algues dans la distribution, leur enlèvement n'étant jamais réalisé à 100%. Ceci peut causer des problèmes dans le système de distribution, développement bactérien et développement d'une microfaune par exemple.

Lorsqu'un réservoir se stratifie, la désoxygénation de l'eau de l'hypolimnion entraîne souvent des conditions anaérobies et ceci initie plusieurs processus indésirables de nature biologique et chimique. Les formes particulaires $Fe(OH)_3$ et MnO_2 des sédiments seront réduites chimiquement en Fe^{2+} et Mn^{2+} dissous, ou pourront provenir de la mise en solution de phosphate adsorbé. Les processus biologiques sont la dénitrification ($NO_3^- \rightarrow N_2$), la réduction du sulfate ($SO_4^{2-} \rightarrow H_2S$), la formation de NH_4^+ et la putréfaction de substances organiques. Dans ces circonstances, des situations extrêmes peuvent se produire où l'épilimnion contient une masse énorme d'algues, tandis que l'hypolimnion est inexploitable suivant les normes biochimiques.

Une autre problème surgit lorsque l'eau qui afflue

contient des agents de pollution d'origine industrielle. De par leur nature, ils sont souvent associés aux matières en suspension et se posent et s'accumuleront dans les sédiments du fond. Il a été montré que, dans des conditions anaérobies, des métaux lourds comme le mercure peuvent être convertis par action bactérienne en des formes solubles ce qui peut conduire à une remobilisation. Les techniques pour contrôler les effets accessoires sont traitées au Chapitre 4.

3. Effets bénéfiques du stockage

On appelle auto-épuration la propriété de l'eau à éliminer la pollution qu'elle vient de subir. Tableau 1 indique les traitements les plus importants qui peuvent contribuer à améliorer la qualité de l'eau dans des réservoirs de stockage.

Tableau 1. Auto-épuration dans les réservoirs de stockage

Processus biologiques	Biodégradation de substances organiques Nitrification de l'ammoniaque en nitrate Destruction par les bactéries fécales et virus
Processus physiques	Egalisation de la qualité de l'eau Echanges gazeux de l'oxygène et du bioxyde de carbone Evaporation de substances volatiles Précipitation des solides en suspension et produits adsorbés
Processus chimiques	Oxydation de fer et de manganèse bivalents Hydrolyse des esters organiques et polyphosphates Photolyse des substances humiques et hydrocarbures aromatiques polynucléaires

Considérations cinétiques

Chaque réaction ou processus (jeu de réactions) peut être caractérisé par son ordre cinétique. En général on peut présumer que les traitements d'enlèvement ont une cinétique du premier ordre, c'est-à-dire que le taux d'enlèvement est proportionnel à la concentration du "réactant" en question:

$$\frac{dc}{dt} = -k \cdot c \text{ avec la solution } c_t = c_0 \cdot e^{-kt} \quad (1)$$

c_t = concentration après temps t

c_0 = concentration au moment $t = 0$

k = constante

Cette solution, cependant, n'est valable que si toutes les molécules de l'eau ont exactement le même temps de séjour, c'est-à-dire dans des conditions idéales d'écoulement en bloc. En pratique des conditions plus ou moins mixtes existent. Le taux d'enlèvement dans des conditions mixtes peut être calculé en considérant l'équilibre de la masse:

$$V \cdot \frac{dc}{dt} = Q \cdot c_{in} \cdot dt - Q \cdot c_{out} \cdot dt - VZ \cdot k \cdot c_{out} \cdot dt$$

changement de la masse = quantité entrant - quantité sortant - quantité qui réagit. (2)

V = volume du réservoir

Q = débit

c_{in} = concentration de l'eau entrant

c_{out} = concentration de l'eau Sortant
(= concentration dans le réservoir)

Avec $\frac{V}{Q} = T$ (= temps de séjour moyen), ceci devient

$$\frac{dc}{dt} = \frac{1}{T} \cdot c_{in} - \frac{1}{T} \cdot c_{out} - k \cdot c_{out} \quad (3)$$

Dans des conditions à l'état solide $\frac{dc}{dt} = 0$ et

$$\frac{c_{out}}{c_{in}} = (1 + kT)^{-1} \quad (4)$$

Un compromis entre écoulement en bloc idéal et conditions entièrement mixtes peut être obtenu avec un compartimentage c'est-à-dire en reliant plusieurs réservoirs mixtes en série. L'effet d'enlèvement s'exprime alors ainsi:

$$\frac{c_{out}}{c_{in}} = \left(1 + k \frac{T}{n}\right)^{-n} \quad (5)$$

T étant le temps de séjour total, n le nombre de réservoirs.

Le Tableau 2 donne des rapports calculés c_{out}/c_{in} comme fonction d'un compartimentage et le taux de réaction pour un temps de séjour fixe de 100 jours.

Tableau 2. Rapport de concentration sortie et entrée pour différentes valeurs de k et un compartimentage ($T = 100$ jours)

k \ n	1	2	4	6	écoulement en bloc
0,01	0,50	0,44	0,41	0,40	0,37
0,05	0,17	0,08	0,04	0,026	0,007
0,25	0,04	0,005	0,0004	0,00005	$1,4 \times 10^{-11}$

On peut calculer d'après ce tableau que les réactions lentes (valeurs kT de 1 environ) ne profitent pas au compartimentage. Mais par contre les traitements avec un k important se poursuivent si vite qu'en théorie le compartimentage a un effet immense sans être de grande utilité pratique. Pour les taux de réaction intermédiaires seulement il semble que cela vaille la peine de diviser le volume de stockage en quelques unités séparées. Dans des réservoirs d'eau pompée ceci peut se faire avec un (ou deux) barrages à chicanes, empêchant ainsi également un court-circuitage direct. L'utilisation de barrages à chicanes ne semble guère possible avec des eaux captées mais surtout si elles ont un long axe, elles se comportent plus comme une série "naturelle" de bassins reliés que comme un réservoir entièrement mixte.

Résultats pratiques

Les résultats présentés ici proviennent surtout de l'expérience des réservoirs Biesbosch, mais on pense qu'ils sont aussi valables pour d'autres réservoirs. Les réservoirs Biesbosch sont des réservoirs d'eau pompée, alimentés avec de l'eau de la Meuse et agissant comme première étape dans l'approvisionnement d'eau publique d'une grande partie des Pays-Bas du Sud-Ouest, Rotterdam inclus. Quelques caractéristiques sont données au Tableau 3.

Tableau 3. Caractéristiques des réservoirs Biesbosch

Réservoir		A	B	C
Surface	ha	320	219	105
Volume	10^6 m^3	37	33	13
Profondeur maximum	m	27	27	15
Temps de séjour	jours	90	90	35

Les réservoirs B et C furent mis en service 1973, tandis que le réservoir A ne devint opérationnel qu'à la fin de 1979. Fig. 1 (Page 2) montre le schéma de fonctionnement des réservoirs.

Les réservoirs B et C sont conçus comme des réservoirs de traitement pour garantir un temps de séjour minimum pour améliorer la qualité. Presqu'aucune variation du niveau de l'eau n'est permise. Le réservoir A sert comme réservoir de stockage et peut presque être vidé si le fleuve tombe très bas ou s'il y a pollution accidentelle de l'eau du fleuve. Les trois réservoirs ont tous une circulation d'air par injection au fond et se comportent comme des réservoirs complètement mixtes. Le Tableau 4 donne un aperçu général de la qualité moyenne de l'eau dans les eaux d'admission et dans les eaux du réservoir, divisé en

paramètres généraux, métaux lourds, nutriments, paramètres organiques et paramètres bactériologiques.

Tableau 4. Qualité des eaux d'arrivée et des réservoirs

1980		Arri- vée	Réser- voir A	B	C
Saturation oxygène	%	91	98	100	100
Solides suspendus	mg/l	11,8	2,8	2,3	2,6
Fe	mg/l	0,66	0,09	0,05	0,01
Mn	mg/l	0,15	0,03	0,01	0,01
Cd	µg/l	0,7	0,3	0,2	0,2
Pd	µg/l	9	2	1	1
Zn	µg/l	101	28	23	9
NH ₄ ⁺	mg/l	0,86	0,27	0,10	0,08
NO ₃ ⁻	mg/l	16	16	16	16
PO ₄ ⁻ -total	mg/l	1,28	0,86	0,94	0,56
COT	mg/l	3,5	3,5	3,5	3,5
COD	mg/l	11	9	9	9
Hydrocarbures	µg/l	60	10	10	10
Chlorophylle	µg/l	16	7	6	5
Germes totaux a 37° ml		1200	160	58	29
Nb. de coliformes/ml		21	1,4	0,41	0,16
Spores de clostridium/ml		5,3	0,48	0,20	0,039

Certains des effets les plus importants de stockage sont illustrés Figs. 2, 3, 4, 5 et 6. Fig. 2 (Page 3) montre la variation de la concentration en phénol dans la période, quand le réservoir B était alimenté du fleuve.

La restauration, que l'on peut qualifier de biologique, conduit à une diminution de moitié des concentrations de l'eau d'arrivée. Il semble que les phénols encore présents dans l'eau d'arrivée sont de caractère assez persistant avec un taux de dégradation constant d'environ 0.01 jour⁻¹. Cette valeur-k a été utilisée dans un calcul suivant l'équation (3). Comme il est montré Fig. 2 le résultat se rapproche assez bien des concentrations mesurées, montrant que les modèles cinétiques peuvent être appliqués au comportement des polluants dans les réservoirs.

En ce qui concerne la qualité hygiénique, Fig. 3 (Page 3) montre la baisse frappante du nombre de coliformes fécaux pendant le stockage. Cette mort peut être considérée comme rapide, la contribution du premier réservoir étant dominant. Ceci se voit aussi dans les données bactériologiques du Tableau 4 pour le comptage des germes à 37° et le nombre de spores de clostridium sulfateréducteurs. Bien que les données soient encore rares, il semble aussi y avoir une nette amélioration de la qualité virologique. Pendant l'hiver de 1979/80 dix échantillons de 100 l de l'eau livrée furent concentrés et examinés vis à vis des entéro-virus. Tous les échantillons furent négatifs.

Une grande partie des matières en suspension dans l'eau d'arrivée se pose dans les réservoirs.

Fig. 4 (Page 3) démontre que cette méthode enlève aussi les fractions associées au limon comme les métaux lourds et les hydrocarbures d'une façon très efficace. Jusqu'à maintenant aucun signe de remobilisation (provisoire) n'a été observé. Pour empêcher ce phénomène il semble essentiel d'avoir suffisamment d'oxygène arrivant sur les sédiments pour maintenir une "microzone oxydée".

La présence de micropolluants organiques particuliers a aussi été étudiée.

Fig. 5 (Page 3) résume certains des résultats des deux catégories principales de composés. Il y a une diminution frappante des composés aromatiques, en nombre aussi bien qu'en concentration. Ceci s'applique surtout pendant l'été, lorsque les traitements d'enlèvement vont plus vite. Beaucoup d'importance

doit être donnée à cette réduction observée, car des composés pouvant être nuisibles se trouvent dans ce groupe. L'hydrolyse de plastifiants—surtout des esters phtaliques—est beaucoup plus lente, de l'ordre de 50% de réduction.

En 1980 une étude spéciale fut consacrée aux hydrocarbures aromatiques polycycliques (HAP), en coopération avec la Royal Shell Laboratory à Amsterdam. Quelques résultats pour le benzo(a)pyrène—un des carcinogènes les plus puissants—sont donnés Fig. 6 (Page 4).

Au printemps la concentration dans le dernier réservoir C tomba, en-dessous de la limite de détection: 0,1 nanogramme par litre. Des résultats identiques furent trouvés pour d'autres HAP, tels que le 3,4- et 11, 12-benzofluoranthène et l'indéno (1,2,3-c,d)pyrène qui sont aussi dégradés par la photolyse.

4. Gestion de la qualité de l'eau dans les réservoirs de stockage

Plusieurs méthodes sont utilisées actuellement pour minimiser les effets nuisibles du stockage et pour améliorer les effets bénéfiques. Le contrôle de la croissance des algues et les conditions de l'oxygène ont été traités lors de la Conférence Spécialisée AIDE sur l'Eutrophisation et Eau Potable à Vienne en 1981¹. Un bref résumé seulement est donné ici.

Contrôle de la croissance des algues et des conditions de l'oxygène

- Le pré-traitement de l'eau entrante pour enlever le phosphore. Cette méthode est appliquée avec grand succès au Réservoir de Wahnbach en Allemagne². L'eau de l'affluent principal est captée après une installation de coagulation et de filtration, la concentration du phosphore étant réduite à 5µg/l en moyenne, donnant une oligotrophication des eaux captées.
- Une précipitation du phosphore dans le réservoir lui-même est employée aux Pays-Bas³. Cette méthode est appliquée aux réservoirs peu profonds. Le phosphore est retenu dans les sédiments par l'adjonction de précipitants de l'eau affluente. Le sulfate de fer (II) surtout s'est avéré être efficace.
- Dans les réservoirs profonds la lumière peut constituer un facteur limitant la croissance des algues. Ceci se fait par circulation complète artificielle de l'eau stockée. Des modèles simples de croissance des algues limitées par la lumière ont été développés pour prévoir le taux de croissance des algues comme fonction de la profondeur de mélange efficace et des propriétés optiques de l'eau^{4,5}. Le mélange du réservoir se fait avec des pompes (Réservoirs de la Thames Valley) ou par injection d'air au fond (Réservoirs Biesbosch). Ce système, avec l'effleurement du zooplancton, donne de faibles teneurs d'algues dans les réservoirs, comme on peut le voir d'après les concentrations de chlorophylle au Tableau 4. Et une bonne distribution d'oxygène aux sédiments est assurée par le mélange continu.
- Une aération de l'hypolimnion, en maintenant des conditions stratifiées, peut aussi être utilisée pour fournir de l'oxygène à l'eau du fond⁶. Ceci a l'avantage de fournir de l'eau fraîche pour la distribution. Cette méthode, toutefois, ne peut servir que lorsque le taux de désoxygénation n'est pas très élevé et que le volume de l'hypolimnion est important par rapport au volume requis pour la distribution.

Modèle de nitrification pour contrôle de l'ammoniaque

L'oxydation de l'ammoniaque par chloration au "breakpoint" a toujours été employée dans le traitement de l'eau superficielle en eau potable. On sait aujourd'hui que l'utilisation du chlore conduit à la formation de produits organiques chlorés comme les trihalométhanes qui peuvent être nuisibles à la santé⁷. Pour éliminer le besoin d'une chloration au "breakpoint", l'eau venant des réservoirs Biesbosch ne doit pas contenir plus de 0,2mg/l dans la période critique d'hiver. Une politique sélective d'admission de l'eau fut développée, basée sur une description sur maquette du comportement de l'ammoniaque dans les réservoirs. La nitrification de l'ammoniaque en nitrate peut être décrit avec une équation Michaelis-Menten ou Monod:

$$\frac{dc}{dt} = -k \cdot \frac{c}{k_c + c} \quad (6)$$

k_c = étant la constante demi-saturation

L'équation complète pour un réservoir entièrement mixte est alors:

$$\frac{dc}{dt} = \frac{1}{T} \cdot c_{in} - \frac{1}{T} \cdot c_{out} - k \cdot \frac{c_{out}}{k + c_{out}} \quad (7)$$

Avec les données 1977-1979 pour les réservoirs B et C le cours saisonnier de la valeur-k fut déterminé. Pour k_c on a trouvé une valeur constante de 0,25mg/l qui cadrait bien. Des calculs sur maquette ont alors montré que le niveau d'ammoniaque dans le réservoir C pouvait encore monter à 0,4 mg/l pendant de longues périodes, si une entrée d'eau continue était employée. Donc il

fallait couper l'entrée de l'eau pendant des périodes lorsque le contenu ammoniacal de l'eau du fleuve dépassait un certain niveau critique.

La courbe de ce niveau critique pendant la période d'hiver est donnée graphiquement. Fig. 7 (Page 4) en est un exemple.

Avec la condition imposée que la concentration dans le réservoir C ne doit pas dépasser 0,2mg/l, les concentrations possibles dans les réservoirs B et A peuvent être calculées. D'après la concentration possible maxima dans le réservoir A la concentration critique de l'eau entrante peut alors être calculée de semaine à semaine. Le Tableau 5 prouve que cette politique d'entrée sélective pour le contrôle de l'ammoniaque fut une réussite complète en 1980 et 1981 par rapport à 1979.

Tableau 5. Concentrations d'ammoniaque dans les eaux d'admission et des réservoirs

Année	1979		1980		1981	
	moy- enne	maxi- mum	moy- enne	maxi- mum	moy- enne	maxi- mum
Entrée	1,05	2,90	0,89	1,90	0,61	1,50
Réservoir A	—	—	0,27	0,56	0,23	0,52
Réservoir B	0,43	1,10	0,10	0,27	0,08	0,27
Réservoir C	0,31	0,93	0,09	0,17	0,08	0,19

Cette contribution a essayé de montrer que des approches tirées de modèles peuvent être appliquées à la gestion pour amélioration de la qualité de l'eau dans les réservoirs de stocks. Dans ce sens le stockage peut être considéré comme faisant partie intégrale du système du traitement, surtout en ce qui concerne les ressources d'eau brute polluées, eutrophiées.

I. K. Brown, Engineer, Queensland Water Resources Commission

"DESTRATIFICATION OF WATER STORAGE RESERVOIRS TO ASSIST WATER TREATMENT"

1. Introduction

Destratification techniques have been widely employed to effect a variety of changes in the water quality in storage reservoirs. Papers on the subject contain extensive bibliographies and report on the numerous methods used and the variety of effects which have been achieved^{1,2,3,4}.

To a large extent however, the techniques have been applied to lakes and water storages which are located in temperate to cold climatic zones. These storages tend to exhibit a strong degree of stratification and anoxic conditions are frequently encountered in the lower levels of the storages.

This paper describes the application of a destratification system in a stratified water storage reservoir located in a tropical climatic zone. The significant changes in water quality and treatment plant operation which resulted from the use of the system are also discussed.

2. History of the project

Lake Morris, with a volume of 45.5×10^6 m³, is situated at an altitude of 400m in a wet, tropical rainforest region in the coastal ranges on the north-east coast of Australia. The lake, with a maximum depth of 30m, is formed behind an earth and rockfill dam which was completed in 1975. The lake filled for the first time during the wet season of 1976.

Water is selectively withdrawn from the lake via valved intakes located at approximately 3 metre

intervals over the depth of the lake. Water released from the lake flows down Freshwater Creek to a point 3.5 km below the dam where it is withdrawn, chlorinated and then pumped to service reservoirs in the city of Cairns.

During the first year of use of the water from Lake Morris, numerous complaints were received relating to the presence of colour, taste, odour and occasionally sediment in consumer supplies. A regular programme of monitoring of storage water quality was established in 1977, partly to determine the cause of the problems and also to provide data for the design of water treatment facilities.

Data collected during 1977 indicated that, for most of the year, iron concentrations in the uppermost withdrawal zone exceeded 0.1 mg/l with up to 6 mg/l being present during seasonal overturn. Manganese concentrations of 0.6 mg/l were also recorded during overturn and surface concentrations rarely fell below 0.05 mg/l during the remainder of the year.

The investigation also showed that the storage stratified during the summer months with a thermocline located close to the uppermost intake level. Below the thermocline, unacceptable concentrations of manganese and iron were present at all times.

When it became apparent that considerable variation in water quality could be expected up to the time when water treatment facilities were made available, a decision was made to install and operate destratification equipment in the lake. This was intended to be a temporary measure only.

After an early attempt to destratify the lake with a small destratification system proved unsuccessful, the

system was re-designed and the present equipment was installed in the lake in 1979. Continuous operation with this system commenced in June 1980 and the results reported here were obtained during the first 12 months of the system's operation.

As an indirect consequence of the failure of the small destratification system, a near continuous record of the behaviour of a number of water quality parameters was obtained. This record, covering a 2½ year period prior to the commencement of operation with the present destratification system has provided an opportunity for evaluating the performance of the system.

3. Design of the destratification system

The destratification system used in Lake Morris is essentially a development of the perforated pipe system described by Tolland et al⁵ and used in a number of storages in Great Britain^{5,6}. The system consists of three aerator segments, each 80m in length containing approximately 267, 1mm dia. holes. The holes are placed at 300mm centres along the top of a 50mm dia. UPVC pressure pipe and ballast is provided by galvanised mild steel pipe (Fig. 1).

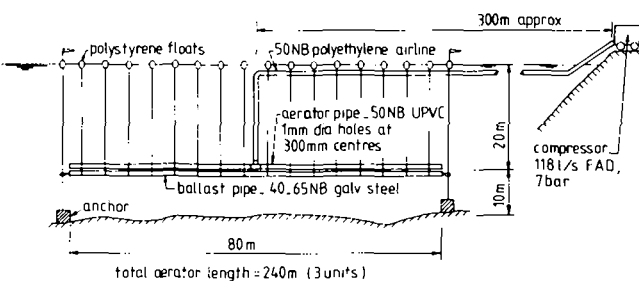


Fig. 1. Details of the Lake Morris Destratification System

The aerator segments are located over the deepest portion of the storage and are suspended at a depth of 20m from polystyrene floats. A clearance of 10m from the bottom of the storage was provided to allow for bed irregularities and a seasonal fluctuation of approximately 6m in the full supply level.

A diesel driven rotary screw compressor, located on the shore of the lake, was used to supply air to the system at a rate of 118 l/s and a pressure of 7 bar. Separate air lines were provided for each segment to ensure the even distribution of air and to provide for maintenance. Clearance of blockages in the fine air holes was readily achieved by directing all air flow through the particular segment.

Under normal seasonal conditions, the thermal behaviour of the storage is such that temperature profiles are irregular, often with only 2 or 3 degrees difference in temperature over the depth of the storage.

Difficulties were encountered in the calculation of an appropriate system size, as the traditional "stability" methods⁷ gave no consistent indication of system energy requirements. A re-evaluation of the design for the system has been carried out recently using the design procedure suggested by Davis⁸. This method, which is a further development of the stability approach suggested by Symons⁷, also failed to give a consistent indication of system size. The reasons for this are not clear but it would appear that the problem relates to the choice of an appropriate design temperature profile, as the spring and early summer temperature profiles for Lake Morris are extremely variable.

While various alternative design approaches were being examined it was noted that the optimum water quality conditions in the storage were obtained just prior to the onset of summer stratification. Processing of the appropriate data produced a correlation between

manganese and iron concentrations with the dissolved oxygen saturation. This indicated that the optimum water quality might be maintained if the system was sized to provide dissolved oxygen saturations of approximately 80% throughout the stratification period.

The system size was therefore largely determined by the selection of an appropriate surface absorption rate and a number of assumptions concerning the rate at which water containing low dissolved oxygen saturations could be brought to the lake surface. It was assumed that the degree of water circulation required to achieve this would automatically be sufficient to break up any other thermal and chemical gradients which were present in the water column.

Once the system size was established, compressed air requirements were determined using normal orifice discharge relationships.

While the subsequent performance of the system has largely validated the design approach, analysis of post destratification data has indicated that there is still considerable room for improvement. This is presently the subject of further research.

4. Effect on water quality achieved by destratification

The destratification system was brought into operation immediately following overturn in June 1980 for two reasons. Firstly, it was considered that a trial period was necessary during which adjustments could be made to the system without fear of adding to existing water quality problems. Secondly, the starting time was chosen to dispel some locally held beliefs that the prime function of the system was to instantly remove the effects of overturn.

No problems were encountered during the early operation of the system. Subsequent maintenance has been limited to the repair of a broken ballast pipe and replacement of another cable. Sufficient evidence was collected, in relation to the second aspect above, to indicate that the additional mixing provided by the system did not materially lessen the effects associated with overturn.

The data presented to illustrate the effect on water quality achieved by destratification relate only to the 12 month period prior to destratification, to the 12 month period, July 1980 to June 1981, during which the system was operated on a continuous basis.

The period, July 1979 to June 1980, is considered to be representative of the pre-destratification condition of the lake. A close examination of the earlier corresponding periods showed that similar cyclic patterns of behaviour applied.

A number of conventions have been adopted for the analysis and presentation of data in order to clearly illustrate the extent of change and also to provide some quantitative measure of the effects. These conventions are as follows:

- The mean values listed in Table 1 have been derived by a volume weighting procedure. This is based on the assumption that each measured value of a parameter is representative of the mid point conditions in a horizontal layer of water, the depth of which is equivalent to the sampling interval.
- Where a significant change is indicated in Table 1, the parameter values have been tested to a significance level of 95% ($p = 0.05$).
- The concentrations or values used in Figs. 2 to 5 are the actual values measured at the depths indicated. The parameter values however have been assumed to represent the conditions prevailing in the storage

Table 1. Net percentage change of yearly mean values after destratification

Parameter	Yearly mean value		Net percentage change after destratification ¹	Significance of change
	Pre-destratification July 1979–June 1980	Post-destratification July 1980–June 1981		
Electrical Conductivity (μ siemens/cm @ 25°C)	54	49	-9	Yes
pH	6.62	6.42	-3	Yes
Temperature (°C)	23.9	24.0	+0.25	No
Dissolved Oxygen (mg/L)	5.0	5.79	+16	No
% Oxygen Saturation	59.5	67.8	+14	Yes
Total Alkalinity (mg/L)	12.65	9.15	-28	Yes
Dissolved Iron (mg/L)	1.38	0.46	-67	Yes
Dissolved Manganese (mg/L)	0.3	0.08	-73	Yes
Total Iron (mg/L)	2.6	1.1	-58	Yes
Total Manganese (mg/L)	0.36	0.14	-61	Yes
Apparent Colour (Pt/Co)	56	34	-39	Yes
Turbidity (NTU)	5.8	3.0	-48	Yes

¹Negative Sign means a decrease
Positive Sign means an increase

during the month in which the particular sample was taken.

(d) As there is, at present, no rainfall gauging station in the catchment area, rainfall data for Cairns and Mareeba (Fig. 6) are provided to give a general indication only of the monthly rainfall in the area in which the storage catchment lies. Flood flows were experienced in the storage during both of the heavy rainfall periods indicated.

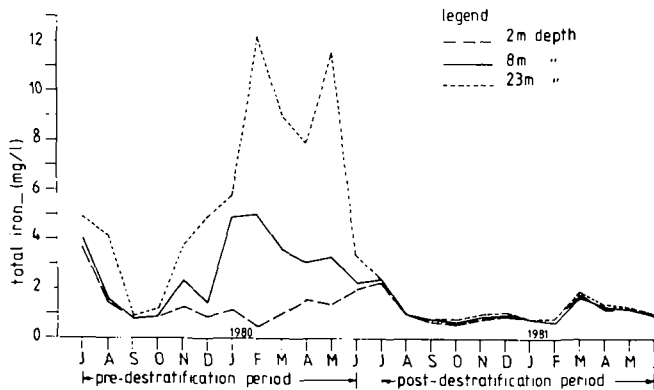


Fig. 2. Effect of Destratification on Total Iron

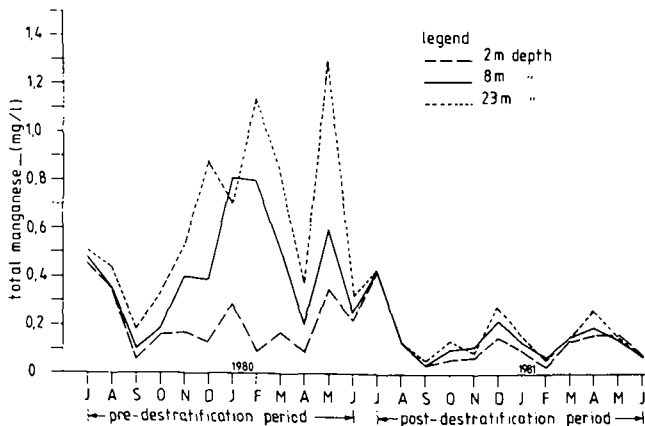


Fig. 3. Effect of Destratification on Total Manganese

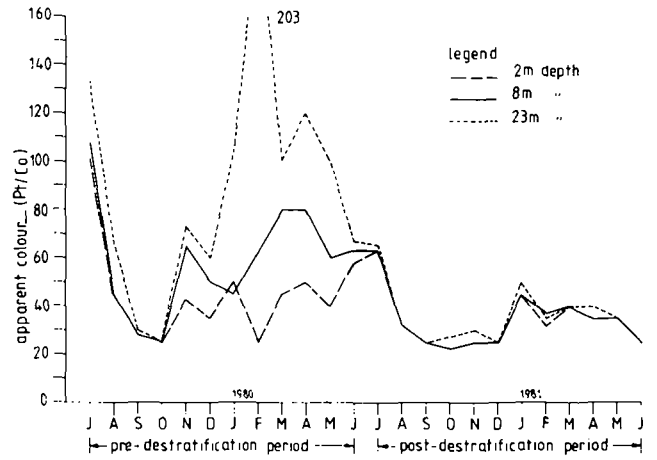


Fig. 4. Effect of Destratification on Apparent Colour

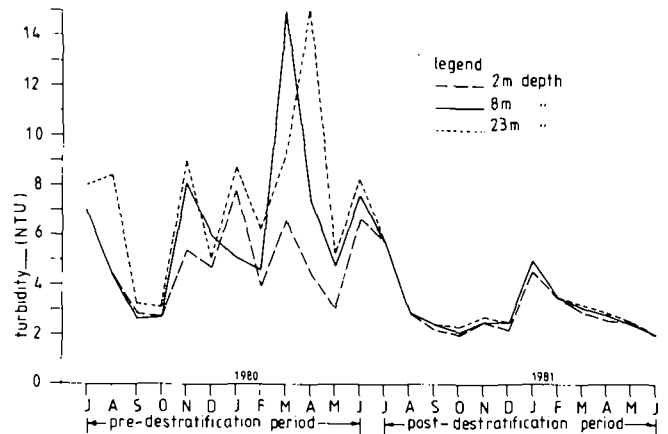


Fig. 5. Effect of Destratification on Turbidity

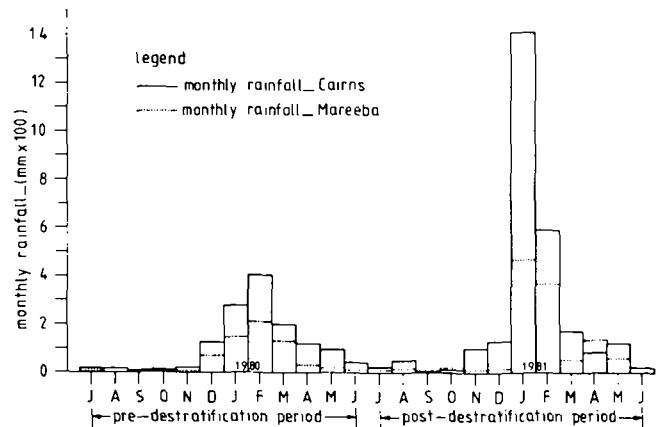


Fig. 6. Monthly Rainfall—Cairns/Mareeba

As a result of destratification, gross changes were effected in a number of water quality parameters. These changes are reflected by the net percentage change in the mean values of the parameters (Table 1). Of the changes listed, those of most importance with respect to subsequent water treatment are the changes in total iron, total manganese, apparent colour and turbidity.

It is acknowledged that the mean values are more representative of the overall condition of the storage rather than the condition of water drawn from any particular level. However, the relevance of the changes is clearly illustrated when actual values are plotted for the various parameters at selected depths (Figs. 2, 3, 4 and 5).

These figures show that, prior to destratification the

parameter values or concentrations varied considerably throughout the year and generally increased with increasing depth in the storage. For one month only, usually mid-September to mid-October, conditions in the lake were such that a high uniform quality water was present over the full depth of the storage.

Following destratification a high degree of uniformity is evident at all times. In most instances the parameter values or concentrations are equal to or lower than the concentrations or values observed at the 2m depth during the pre-destratification period. The post-destratification condition is also equivalent to that optimum condition obtained in mid-September to mid-October during the pre-destratification periods.

Other water quality parameters for which a significant change was observed also exhibit a similar behaviour pattern during the post destratification period.

In the destratified state, the lake also exhibits one other important characteristic in that the sudden deterioration in water quality resulting from heavy flood runoff is to a large extent prevented.

Between December 1980—March 1981 heavy rainfall, considerably higher than usual was recorded in the area (Fig. 6). Some $10 \times 10^6 \text{m}^3$ of runoff water was added to the storage between mid-December and late January and a large flood discharge was passed over the spillway during this period.

Figs. 2 to 5 show that these events had very little effect on water quality in the storage and in almost all instances full recovery was rapid.

During a similar heavy rainfall period in the preceding year, a marked deterioration in water quality was experienced even though the rainfall amounts were considerably lower.

5. Effect of destratification on water treatment

In the earlier part of the paper it was indicated that destratification was intended initially as a temporary measure. However, its continued use was recommended when it became apparent that an effect on water treatment was likely.

In April 1981 facilities for water treatment by chemical coagulation, settling, filtration, pH correction and chlorination were brought into service. The following comments concerning the effect of destratification on water treatment apply to the period between April 1981 and the end of November 1981.

As the water treatment plant was brought into service after the lake was destratified, a quantitative determination of the effect of destratification on water treatment cannot be made. There are however a number of qualitative comments which relate to the function of the plant and its intended purpose. These are as follows:

- (a) The design brief for the treatment plant required that the plant be capable of handling a sudden deterioration in water quality similar to that produced by heavy rainfall. The plant was also required to provide for the treatment of the high concentrations of manganese and iron normally experienced at overturn;
- (b) Between April 1981 and November 1981 dose rates for the chemicals used for coagulation were maintained at approximately 50% less than the average dose rate determined during standard pilot plant studies carried out in conjunction with the design of the plant;
- (c) Adequate treatment was maintained throughout the period with little or no alteration in the dose rates; and
- (d) During that same period, no additional treatment

was required to remove iron and manganese to satisfactory levels.

From the above comments it would appear that maintenance of the lake in a destratified condition considerably simplified the operation of the treatment plant and also somewhat lowered the chemical consumption. A major contributing factor was the absence of overturn during the winter of 1981, the water quality indicated by Figs. 2 to 5 being maintained throughout the winter months.

6. Cost of the destratification system

The capital cost of the destratification system for the Lake Morris was in the order of \$A30,000 and this included all material, and installation costs.

Operating costs for the system, for a 1 year period of continuous operation amounted to \$A33,000, the bulk of which consisted of fuel costs. Negligible maintenance costs were incurred during the period.

The above costs however should be considered in conjunction with treatment costs over the same period. During the period April 1981 to November 1981, average water consumption was in the order of 20-30 Ml/day.

An approximate estimate of cost has been made for water treatment with destratification and without destratification. The pre- and post-destratification water quality and the predicted and actual chemical dose rates were taken into account.

For the water consumption rates indicated, it would appear that the savings in chemical costs alone over a 1 year period may be in the order of \$A80,000 to \$A100,000.

When this cost saving is compared with the on-going operating costs it is evident that, in this instance, destratification offers an effective method for lowering water treatment costs.

7. Conclusion

The seasonal thermal and chemical stratification of water storages influences water quality and often imposes severe restraints on the operation of water treatment plants.

Frequent changes of chemical dosages may be required in order to produce a satisfactory quality of water for consumers during periods when intermittent mixing occurs in the storage. Heavy chemical dosage or the employment of special techniques may also be required in order to cope with the severe reductions in water quality resulting from flood runoff or seasonal overturn.

Destratification of a storage reservoir can be an effective method for the alleviation of such problems by preventing the stratification of the storage, producing a uniform quality water and in some instances maintaining near or better than optimal conditions with respect to water quality.

An adequately designed destratification system, when used in close conjunction with a water treatment plant, may reduce or eliminate the need for special facilities required to handle occasional high concentrations of particular nuisance parameters, such as iron and manganese.

While it is acknowledged that the employment of destratification methods, does not constitute a universal panacea for all water quality problems, it is considered that there is an appreciable scope for its employment as a water management technique.

The destratification of Lake Morris was initially regarded as a temporary means for alleviating water quality problems until full water treatment facilities could be provided.

- Operation of the system proved that: destratification
- (1) materially improved the quality of water in the storage;
 - (2) substantially reduced seasonal variations in water quality; and
 - (3) provided for considerable cost savings in the subsequent treatment of water.

Consequently, storage destratification, in this instance, is now considered to be an integral part of the overall water management strategy for the region and facilities are being provided to upgrade the system to a permanent status.

Acknowledgement

The author wishes to acknowledge the support of the Queensland Water Resources Commission and the cooperation of the Cairns Mulgrave Water Board throughout the course of the project, and thank Mr. A. G. Jory, Environmental Scientist, Queensland Water Resources Commission, and Ms. A. Woolley, City Chemist, Cairns, for their assistance during the project and in the preparation of this paper.

Summary

Destratification techniques have been widely employed to effect a variety of changes in water quality in lakes and water storage reservoirs.

The use of a destratification system in Lake Morris, a water storage of $45.5 \times 10^6 \text{ m}^3$ capacity located in a wet tropical rainforest region on the north-east coast of Australia, provided an opportunity to quantitatively assess the effect of destratification on the water quality and seasonal behaviour of the storage. Evaluation of the effect of destratification on subsequent water treatment was also possible.

A detailed study of data obtained before and after destratification indicated that, in this particular instance:

- (a) a significant reduction of 58% in iron concentration and 61% in manganese concentration was obtained;
- (b) turbidity and colour levels were significantly lowered by 39% and 48% respectively;
- (c) isothermal and isochemical conditions were established in the storage and maintained throughout the period of destratification;
- (d) overall water quality in the storage after destratification was equivalent to or better than that obtained at any time prior to destratification;
- (e) the use of the system provided an extremely effective buffer against the sudden deterioration in water quality caused by flooding and seasonal overturn; and

- (f) the use of the system appeared to materially lower treatment costs by permitting the use of low, uniform rates of coagulant chemical dosage for extended periods of time. Estimated savings in chemical costs exceeded the operating cost for the system.

The destratification system was initially intended to be used as a temporary measure to alleviate specific water quality problems prior to the construction of a water treatment plant. The magnitude of the changes in water quality produced by destratification have proved to be sufficient to warrant the permanent installation and operation of the equipment designed for this purpose.

References

1. Tolland, H. G. Destratification/Aeration in Reservoirs, T.R. 50, Medmenham Water Research Centre, 1977.
2. King, D. L. Reaeration of Streams and Reservoirs, Analysis and Bibliography, R.E.C.-O.C.E.-70-55, Bureau of Reclamation, Denver, Colorado, U.S.A. 1970.
3. Burns, F. L. and Powling, I. J. (Eds.) Destratification of Lakes and Reservoirs to Improve Water Quality. Australian Water Resources Council, Conference Series No. 2; Aust. Govt. Publishing Service, Canberra 1981.
4. Pastorok, R. A., Ginn, T. C. and Lorenzen, M. W. Evaluation of Aeration/Circulation as a Lake Restoration Technique. E.P.A.-600/3-81-014; U.S. Environmental Protection Agency, 1981.
5. Tolland, H. G., Davis, J. M., Johnson, D. and Collingwood, R. W. Design, Installation, and Assessment of a Perforated Pipe Destratification System at Sutton Bingham Reservoir. E.R.591, Medmenham, Water Research Centre, 1977.
6. Tolland, H. G. An Assessment of the Destratification/Reaeration experiment at Hawkrigge Reservoir, E.R.519, Medmenham, Water Research Centre, July 1977.
7. Symons, J. M. and Robeck, G.G. Calculation Technique for Destratification Efficiency, in "Water Quality Behaviour in Reservoirs", J. M. Symons (Ed.). U.S. Dept. Health, Education and Welfare, Washington D.C, U.S. Govt. Printing Office, 1969.
8. Davis, J. M. Destratification of Reservoirs. A design approach for perforated pipe compressed air systems. Water Services., August 1980, pp497-504.

I. K. Brown, Ingénieur, Queensland Water Resources Commission

"DÉSTRATIFICATION DES RÉSERVOIRS DE STORAGE POUR AIDER LE TRAITEMENT DE L'EAU"

1. Introduction

Les techniques de destratification ont souvent été utilisées pour effectuer différents changements de la qualité de l'eau dans des réservoirs de stockage. Des exposés sur ce sujet contiennent des bibliographies considérables et décrivent les nombreuses méthodes employées et la diversité des effets obtenus^{1,2,3,4}.

Dans une grande mesure cependant ces techniques

sont applicables aux lacs et aux stockages d'eau qui se trouvent dans les zones climatiques tempérées ou froides. Ces stockages ont tendance à montrer beaucoup de stratification et des conditions anoxiques sont fréquemment trouvées aux niveaux inférieurs des stockages.

Cet exposé décrit l'application d'un système de destratification dans un réservoir de stockage d'eau stratifiée se trouvant dans une zone de climat tropical.

Les changements considérables dans la qualité de l'eau et le fonctionnement de l'installation de traitement provenant de l'utilisation du système sont aussi discutés.

2. Historique du projet

Le lac Morris qui a un volume d'eau de $45,5 \times 10^6$ m³ se trouve à 400 m. d'altitude dans une zone tropicale et pluvieuse dans les montagnes qui longent la côte nord-est de l'Australie. Le lac, qui a 30m. de profondeur au plus, se trouve derrière un barrage de terre et de remblayage complété en 1975. Le lac fut rempli pour la première fois pendant la saison des pluies de 1976.

De l'eau fut retirée sélectivement du lac en utilisant des vannes d'extraction placées à 3 m. de distance environ les unes des autres sur tout le fond du lac. De l'eau venant du lac passe dans Freshwater Creek à un point qui se trouve à 3,5 km en-dessous du barrage: là elle est retirée, chlorée puis pompée vers les réservoirs desservant la cité de Cairns.

Pendant la première année au cours de laquelle les eaux du Lac Morris furent utilisées, il y eut de nombreuses plaintes au sujet de la couleur, du goût, de l'odeur et parfois des sédiments dans l'eau distribuée aux consommateurs. Un programme de contrôle de la qualité de l'eau de stockage fut établi sur une base régulière en 1977, en partie pour déterminer la cause des problèmes et en partie pour fournir des données pour la conception des services de traitement de l'eau.

Les données obtenues en 1977 indiquèrent que, pendant la plus grande partie de l'année, des concentrations de fer dans la zone de retrait supérieure dépassèrent 0,1 mg/l, et atteignirent 6 mg/l pendant la réhomogénéisation saisonnier. Des concentrations de manganèse de 0,6 mg/l furent aussi trouvées pendant cette période et les concentrations en surface tombèrent rarement en-dessous de 0,05 mg/l le reste de l'année.

L'étude a aussi montré que le stockage se stratifiait pendant les mois d'été avec une thermocline placée près du niveau d'admission supérieure. En-dessous de la thermocline, des concentrations inacceptables de manganèse et de fer étaient présentes en tous temps.

Lorsqu'il devint évident que des variations considérables dans la qualité de l'eau existeraient jusqu'à ce que des installations de traitement de l'eau soient mises en oeuvre, il fut décidé d'installer et de faire fonctionner du matériel de déstratification dans le lac. Ceci devait être seulement à titre provisoire.

Après un premier essai pour déstratifier le lac avec un petit système de déstratification qui s'avéra sans résultat, le système fut reconçu et l'équipement actuel fut installé dans le lac en 1979. Le fonctionnement continu de ce système a commencé en juin 1980 et les résultats indiqués ici furent obtenus pendant les 12 premiers mois du fonctionnement du système.

Comme conséquence indirecte de l'échec du petit système de déstratification, un enregistrement presque continu du comportement de plusieurs paramètres de la qualité de l'eau fut obtenu. Cet enregistrement, s'étendant sur une période de 2½ ans avant le commencement du fonctionnement avec le système de déstratification actuel, a permis d'évaluer le performance du système.

3. Conception du système de déstratification

Le système de déstratification utilisé dans le Lac Morris est essentiellement un développement du système de tuyaux perforés décrit par Tolland et ses co-auteurs⁵ et utilisé dans de nombreux storages en Grande Bretagne^{5,6}. Le système comprend trois segments

gazéificateurs, chacun de 80m de longueur, contenant environ 267 trous de 1mm de diamètre. Les trous sont placés à 300mm les uns des autres sur le haut d'un tuyau de pression en uPVC de 50mm de diamètre et un tuyau en acier doux galvanisé fourni le lest (Fig. 1) (Page 9).

Les segments gazéificateurs sont placés sur la partie la plus profonde du stockage et sont suspendus à des flotteurs en polystyrène à une profondeur de 20m. Un espace libre de 10m du fond du stockage fut fourni pour tenir compte des irrégularités du lit et une fluctuation saisonnière de 6m environ dans le niveau de distribution.

Un compresseur à vis rotatif actionné par diesel, situé sur le bord du lac, fut utilisé pour fournir de l'air au système à une vitesse de 118 l/sec et une pression de 7 bar. Des lignes d'air séparées furent fournies pour chaque segment pour assurer une distribution uniforme de l'air et permettre l'entretien. Le nettoyage de blocages dans les petits trous d'air fut facilement réalisé en dirigeant tout le flux de l'air à travers le segment en question.

Dans des conditions saisonnières normales, le comportement thermique du stockage est tel que les profils de température sont irréguliers, souvent avec 2 ou 3 degrés de différence de température seulement sur la profondeur du stockage.

Il y eut des difficultés pour calculer une dimension appropriée du système, les méthodes traditionnelles de 'stabilité'⁷ ne donnant pas d'indication sérieuse des besoins en énergie. Une ré-évaluation de la conception du système a été faite récemment en utilisant la procédure proposée par Davis⁸. Cette méthode, qui est un autre développement de l'approche stabilité suggérée par Symons⁷ ne put non plus donner d'indication de la dimension du système. Les raisons n'en sont pas très nettes mais il semblerait que le problème se réfère au choix d'un profil approprié de température, les profils de la température au printemps et au début de l'été étant extrêmement variables dans le lac Morris.

Pendant que plusieurs projets étaient à l'étude, il fut noté que les conditions de qualité optimale de l'eau de stockage existaient juste avant le début de la stratification en été. Le traitement des données appropriées montra une corrélation entre les concentrations de manganèse et de fer avec la saturation d'oxygène dissous. Ainsi, la qualité optimale de l'eau pourrait peut-être être maintenue si le système était en mesure de fournir des saturations d'oxygène dissous de 80% environ pendant toute la période de stratification.

La dimension du système fut donc déterminée surtout par le choix d'un taux d'absorption superficielle approprié et plusieurs hypothèses concernant le taux auquel de l'eau contenant de faibles teneurs en oxygène dissous est amenée à la surface. Il fut présumé que le degré de circulation d'eau requis pour obtenir ceci serait automatiquement suffisant pour fragmenter toute autre pente thermique et chimique présente dans la colonne d'eau.

Une fois la dimension du système établie, les besoins en air comprimé furent déterminés en utilisant les rapports normaux de décharge par les trous.

La performance ultérieure du système a en grande partie validé les principes de conception employés, mais une analyse des données obtenues de la post-déstratification indique qu'il y a encore de nombreuses possibilités d'amélioration. Ceci fait actuellement l'objet d'autres recherches.

4. Effet sur la qualité de l'eau de la déstratification

Le système de déstratification fut mis en oeuvre

immédiatement après le brassage d'eau en juin 1980—ceci pour deux raisons. D'abord il fut estimé qu'une période d'essai était nécessaire au cours de laquelle des ajustements pouvaient être faits au système sans crainte d'ajouter aux problèmes existants sur la qualité de l'eau. Ensuite le temps de démarrage fut choisi pour dissiper des croyances tenues localement que la fonction essentielle du système était d'enlever immédiatement les effets du brassage d'eau.

Au début du fonctionnement du système il n'y eut point de problèmes. L'entretien par la suite s'est limité à la réparation d'un tuyau de lest cassé et au remplacement d'un câble d'ancrage. Suffisamment de preuves indiquèrent que le mélange supplémentaire fourni par le système ne réduisait pas matériellement les effets associés avec la réhomogénéisation saisonnière.

Les données présentées pour illustrer l'effet sur la qualité de l'eau obtenue par déstratification ne couvrent que les 12 mois avant la déstratification et le 12 mois de juillet 1980 à juin 1981 le système fonctionnant alors en continu.

La période de juillet 1979 à juin 1980 est estimée typique de l'état du lac avant déstratification. Un examen minutieux des périodes correspondantes précédentes a montré l'existence de régimes cycliques de comportement semblables.

Plusieurs conventions ont été adoptées pour analyser et présenter les données afin d'illustrer clairement l'envergure du changement et de fournir quelques mesures quantitatives des effets. Ces conventions sont:

- (a) Les valeurs moyennes indiquées au Tableau 1 ont été trouvées par une méthode de pondération de volume. Il est probable que chaque mesure d'un paramètre représente les conditions à mi-chemin dans une couche horizontale d'eau, dont la profondeur est équivalente à l'intervalle d'échantillonnage.
- (b) Lorsqu'un changement important est indiqué au Tableau 1, la signification de la différence des paramètres a été évaluée avec un intervalle de confiance de 95% ($p = 0,05$).
- (c) Les concentrations ou les valeurs indiquées dans les Figs. 2 à 5 (Page 10) sont les valeurs réelles

mesurées aux profondeurs indiquées. Les valeurs des paramètres cependant ont été supposées représenter les conditions dominantes dans le stockage pendant le mois au cours duquel l'échantillon donné fut pris.

- (d) Comme il n'y a pas actuellement de station de jaugeage des précipitations dans le bassin, les données sur les précipitations pour Cairns et Mareeba (Fig. 6) (Page 10) sont fournies simplement pour donner une idée générale des pluies mensuelles dans la zone où se trouve le bassin de stockage. Des débits d'inondation furent notés dans le stockage pendant les deux périodes de fortes précipitations indiquées.

Du fait de la déstratification, des changements grossiers eurent lieu dans plusieurs des paramètres de la qualité de l'eau. Ces changements se voient dans la modification de pourcentage net des valeurs moyennes des paramètres (Tableau 1). Parmi les changements notés, les plus importants pour le traitement de l'eau ultérieur concernent le fer total, le manganèse, la couleur apparente et la turbidité.

Il est reconnu que les valeurs moyennes représentent plus la condition générale du stockage que l'état de l'eau tirée d'un niveau particulier. Cependant la pertinence des changements est nettement illustrée lorsque les valeurs-réelles sont relevées pour les divers paramètres à des profondeurs choisies (Figs. 2, 3, 4 et 5).

Ces figures montrent qu'avant la déstratification, les valeurs des paramètres ou les concentrations variaient beaucoup au cours de l'année, augmentant généralement avec la profondeur. Pendant un mois seulement, normalement de mi-septembre à mi-octobre, les conditions dans le lac étaient telles que l'eau présentait une qualité uniforme sur toute la profondeur du stockage.

Après la déstratification une bonne uniformité existe en permanence. Dans la plupart des cas les valeurs des paramètres-ou les concentrations-sont égales ou inférieures aux valeurs ou concentrations observées à 2m. de profondeur pendant la période de pré-déstratification. Les caractéristiques obtenues pendant la post-déstratification sont équivalentes à celles obtenue de mi-septembre à mi-octobre pendant les périodes de pré-déstratification.

D'autres paramètres de la qualité de l'eau pour lesquels un changement significatif fut observé montrent aussi un comportement semblable pendant la période de post-déstratification.

Dans son état déstratifié, le lac montre aussi que l'altération brusque de la qualité de l'eau venant des inondations ou des eaux de ruissellement est en grande partie évitée.

De fortes précipitations, nettement plus élevées que normalement, furent notées dans la région entre décembre 1980 et mars 1981 (Fig. 6). Environ 10×10^6 m³ d'eau de ruissellement s'ajouta à l'eau de stockage entre la mi-décembre et fin janvier et un fort débit passa au déversoir pendant cette période.

Les Figs. 2 à 5 montrent que ceci eut peu d'effet sur la qualité de l'eau et dans presque tous les cas le retour à la normale intervint rapidement.

Lors de précipitations semblables l'année d'avant la qualité de l'eau s'était fortement détériorée bien que le volume des précipitations ait été nettement moindre.

5. Effet de la déstratification sur le traitement de l'eau

Au début de cet exposé la déstratification était présentée comme une mesure provisoire. Toutefois son

Tableau 1. Changement de pourcentage net des valeurs moyennes mensuelles après la déstratification

Paramètre	Valeur moyenne annuelle		Change- de pour- centage net après destrat- ifica- tion ¹	Signifi- cation du change- ment
	Avant destrat- ifica- tion juillet '79 /juin '80	Après destrat- ifica- tion juillet '80 /juin '80		
Conductivité électrique (μ Siemens/cm à 25°C	54	49	- 9	Oui
pH	6,62	6,42	- 3	Oui
Température (°C)	23,9	24,0	+ 0,25	Non
Oxygène dissous (mg/L)	5,0	5,79	+ 16	Non
% Saturation Oxygène	59,5	67,8	+ 14	Oui
Alcalinité totale (mg/L)	12,65	9,15	- 28	Oui
Fer dissous (mg/L)	1,38	0,46	- 67	Oui
Manganèse dissous (mg/L)	0,3	0,08	- 73	Oui
Fer total (mg/L)	2,6	1,1	- 58	Oui
Manganèse total (mg/L)	0,36	0,14	- 61	Oui
Couleur apparente (Pt/Co)	56	34	- 39	Oui
Turbidité (NTU)	5,8	3,0	- 48	Oui

¹ - signifie baisse

+ signifie augmentation

utilisation fut recommandée lorsqu'il devint évident que cela aurait vraisemblablement un effet sur le traitement de l'eau.

Des installations pour le traitement de l'eau par flocculation chimique, décantation, filtration, correction du pH et chloration furent mises en service au mois d'avril 1981. Les commentaires qui suivent de l'effet de la déstratification sur le traitement de l'eau valent pour la période allant du mois d'avril 1981 à fin novembre 1981.

L'installation de traitement de l'eau ayant été mise en service après la déstratification du lac, une détermination quantitative de l'effet de la déstratification sur le traitement de l'eau est impossible. Mais il y a plusieurs commentaires qualitatifs concernant le fonctionnement de l'installation et sa raison d'être.

- (a) Le dossier de conception de l'installation de traitement exigeait que l'installation puisse traiter une détérioration brusque de la qualité de l'eau semblable à celle produite par de fortes précipitations. Il fallait aussi que l'installation puisse traiter les fortes concentrations de manganèse et de fer se produisant normalement lors de la réhomogénéisation saisonnière.
- (b) Entre avril et novembre 1981 la dose de produits chimiques utilisés pour la coagulation fut environ 50% moins forte que la dose moyenne déterminée lors des études standards sur l'installation pilote effectuées en liaison avec la conception de l'installation;
- (c) Un traitement adéquat fut maintenu pendant toute cette période avec peu ou pas de modification des doses;
- (d) Pendant cette même période, aucun traitement supplémentaire ne fut nécessaire pour maintenir le fer et le manganèse à des niveaux satisfaisants.

De ce qui est dit plus haut il semblerait que l'entretien du lac dans un état déstratifié simplifie nettement le fonctionnement de l'installation de traitement et réduise aussi notablement la consommation de produits chimiques. Un apport important fut l'absence de brassage pendant l'hiver 1981, la qualité de l'eau indiquée Figs. 2 à 5 étant maintenue pendant les mois d'hiver.

6. Coût du système de déstratification

L'investissement du système de déstratification pour le lac Morris fut de l'ordre de 30.000\$A — équipement et frais d'installation inclus.

Les frais de fonctionnement du système, pour une période d'un an en fonctionnement continu se sont montés à 33.000\$A, (carburant notamment). Les frais d'entretien pendant cette période furent négligeables.

Mais il faut considérer ces coûts en conjonction avec le coût du traitement pendant la même période. Du mois d'avril au mois de novembre 1981, la consommation moyenne d'eau fut de l'ordre de 20-30 M1/jour.

Une estimation approximative des coûts a été faite pour le traitement de l'eau avec et sans déstratification. La qualité de l'eau avant et après déstratification et la consommation des produits chimiques prévue et réelle furent prises en considération.

Pour les taux de consommation d'eau indiqués, il semblerait que les économies de produits chimiques

seules pendant une période d'un an soient de l'ordre de 80.000 à 100.000\$A.

Avec cette économie et en comparant avec les frais de fonctionnement, il est évident que, dans ce cas, la déstratification est efficace pour réduire les frais de traitement de l'eau.

7. Conclusion

Le stratification saisonnière thermique et chimique de l'eau stockée a un effet sur la qualité de l'eau, imposant souvent des contraintes dures sur le fonctionnement des installations pour le traitement de l'eau.

Des changements fréquents dans les dosages d'adjuvants peuvent être nécessaires pour obtenir une qualité d'eau satisfaisante pour les consommateurs, pendant les périodes où un mélange intermittent a lieu dans le stockage. D'importantes quantités de produits chimiques, l'utilisation de techniques spéciales pour faire face aux altérations de la qualité de l'eau venant d'inondations ou du brassage saisonnier peuvent être également nécessaires.

La déstratification d'un réservoir de stockage peut être une méthode efficace pour résoudre de tels problèmes, produisant une qualité d'eau uniforme et dans certains cas conservant à l'eau un niveau optimal de qualité.

Un système de déstratification bien conçu, utilisé en conjonction étroite avec une installation pour le traitement de l'eau, peut réduire ou éliminer le besoin d'installations spéciales requises pour corriger des concentrations élevées de paramètres particulièrement fâcheux, tels que le fer et le manganèse.

Bien que l'on reconnaisse que l'utilisation de méthodes de déstratification ne constitue pas un remède universel pour tous les problèmes concernant la qualité de l'eau, on considère cependant qu'il y a des possibilités certaines de l'employer comme technique pour la gestion de l'eau.

Au début la déstratification du lac Morris fut considérée comme un moyen provisoire pour réduire les problèmes concernant la qualité de l'eau jusqu'à ce que l'installation complète de traitement de l'eau soit mise en place.

Le fonctionnement du système a prouvé que la déstratification

- (1) améliorait la qualité de l'eau stockée;
- (2) réduisait les variations saisonnières dans la qualité de l'eau;
- (3) permettait d'obtenir une économie financière considérable lors du traitement de l'eau.

Aussi la déstratification de l'eau de stockage est considérée maintenant comme faisant partie intégrale de la stratégie générale pour la gestion de l'eau de cette région et la mise en oeuvre d'installations adaptées permettra de rendre le système définitif.

Remerciements

L'auteur tient à faire mention de l'appui de la Queensland Water Resources Commission et de la coopération de la Cairns Mulgrave Water Board pendant toute la durée de ce projet. Il tient aussi à remercier M. A. G. Jory, spécialiste de l'environnement auprès de la Queensland Water Resources Commission, et Mme. A. Woolley, pharmacien, Cairns, pour leur aide lors de la mise en oeuvre du projet et la préparation de ce rapport.

**"USING THE STORAGE BASIN AS A PERFECT MIXER: THE METHOD APPLIED
AND RESULTS OBTAINED AT MÉRY-SUR-OISE"**

1. Introduction

Storage basins are generally used to provide a safety reserve on rivers with a very low minimum water level or subject to sporadic pollution.

Basins of this kind necessarily act as reactors, which can be conceived in two different ways according to the improvements to be achieved in the quality of the water:

- the batch reactor: the usual type when the objective is to bring about the maximum biological purification in the basin.
- the perfect mixer: when the main aim is to smooth out fluctuations in the quality of the raw water entering the basin.

It is the latter type of facility which has been established close to the Méry-sur-Oise drinking water treatment plant which belongs to the Association of Outer Paris Water Supply Authorities and is operated by the Compagnie Générale des Eaux. This plant, with a mean flow rate of about 100,000 m³/d (peak 270,000 m³/d), serves some 500,000 people living in the north-western outer suburbs of Paris. The Méry-sur-Oise storage basin was put into operation in July 1980 and is fed by the Oise, one of the main tributaries of the Seine. It is 8.5 m deep and can hold about 400,000 m³. (Fig. 1) (Page 19).

The concept of this basin and the subsequent monitoring of its operation have required numerous studies.

As the problem is complex and, in some of its aspects, fairly new, most of these investigations called for the collaboration of highly specialized laboratories:

- The Banlève Hydraulics Laboratory, ENSEEIHT—Institute of Fluid Mechanics (preliminary study using model),
- The CEA—CENG Laboratory for Tracer Applications (monitoring of hydraulic behaviour),
- The laboratory of the Dynamic Geology Department of Pierre and Marie Curie University, Paris VII (monitoring of limnological behaviour).

The mean retention time of the water in this basin (4 days) is unusually short compared with that of other storage basins used for drinking water supplies, e.g. the King George VI and Elizabeth II basins belonging to the London Metropolitan Water Board¹ and the Rotterdam basin². These exceptional characteristics are explained by the very different role which the storage basin is designed to perform.

2. The role of the Méry-sur-Oise storage basin

The role of the Méry-sur-Oise storage basin is firstly to provide a safety reserve. Following the detection of a pollution peak, the basin can be isolated and used as an emergency supply to maintain water production—until it has been completely drained if the pollution peak lasts a long time. This safety factor is also needed when there are wide fluctuations in the quality of the water.

In the Oise, the pollution peaks, which are both recurrent (at the start of autumn the ammonia concentration can double in the space of a few hours) and sporadic, are due to the high level of industrialization in the Oise catchment area. As an illustration, the period from September to October 1979

over 17 peaks of ammonia concentration raising the breakpoint level to above 10 mg/l were recorded. Some of these peaks lasted nearly two days, as can be seen from Fig. 2 (Page 20).

This same Figure shows the simulated effect of a perfect mixer with a retention time of about 4 days. The breakpoint level never exceeds 10 mg/l.

Therefore, despite the risks of inhibiting or simply reducing the biological activity in breaking down the ammonia (which are great in September–October when there is a marked drop in temperature), the peaks of ammonia concentration at the inlet to the treatment plant are eliminated by a perfect mixer with a retention time of about 4 days. It should be noted here that at Méry-sur-Oise the expected improvement in quality is judged not on the basis of the mean values but by the lowering of the maximum values. The aim is to chop off the pollution peaks and stabilize the quality of the water to be treated in the biological line in such a way that the rate of variation in the concentrations is less than the rate of adaptation of the microorganisms.

3. Achieving the perfect mixer

a) Description and objectives of the means employed

After a preliminary study carried out with a model, injection was selected as the means of achieving perfect mixing in the basin.

This involves injecting the water into the basin at high velocity, thereby causing it to recirculate one or more times.

The injection equipment is characterized by the kinetic energy which it dissipates in the basin. At Méry-sur-Oise, in order to maintain this kinetic energy at a high level with the three possible injection rates, the equipment is composed of two accelerating nozzles installed horizontally at a depth of three metres: (Fig. 3) (Page 20).

- One of these nozzles, with a diameter of 600 mm, is used for a flow rate of 1.2 m³/s (100,000 m³/d) and ejects the water at a velocity of 3 m/s, dissipating 10 kW of energy or 2.4 Wh per cubic metre of water pumped into the basin.
- The other nozzle, with a diameter of 900 mm, is used for a flow rate of 2.3 m³/s (200,000 m³/d) and ejects the water at a velocity of 3.6 m/s, dissipating 15 kW of energy or 1.8 Wh per cubic metre of water pumped into the basin.

Both nozzles together are used for a flow rate of 3.5 m³/s (300,000 m³/d), which corresponds to a velocity of 3.8 m/s and a dissipated energy of 25 kW or 2 Wh/m³ pumped into the basin.

Injection equipment of this kind is very often used in storage basins, not to effect the complete mixing of the water but rather to prevent its thermal stratification.

At Méry-sur-Oise, the injection equipment serving the storage basin is intended simultaneously:

- to homogenize the basin so that complete mixing achieves a uniform chopping of concentration peaks, and
- to destratify the water so as to inhibit the growth of algae.

b) Study using small-scale model

The selection of the injection equipment began with

tests carried out on a 1/50 model (the scale being applied both horizontally and vertically). The model used was that proposed by Froude. However, recent articles^{8,9} have cast doubt on the representativeness of Froude similarity when it comes to simulating the flow in bodies of water extending over an area of several hectares.

The head distortion factor, the size of the Reynolds number at the injector outlet and the width to depth ratio appear to have a great influence on scale-model flow.

What is more, this flow is substantially two-dimensional and the differences at different depths are not revealed.

At Méry-sur-Oise the decision was therefore taken to establish complete mixing in situ. Two series of tests were performed.

c) Nitrate tracing

The first series, carried out when the basin was put into operation, entailed measuring the homogeneity of the nitrate concentration at 5 points. Before being put into service, the basin was filled with water containing not more than 0.5mg NO₃/l whereas the nitrate concentration in the Oise water was close to 8mg NO₃/l. The nitrates thus provided an excellent tracer continuously injected into the basin.

Fig. 4 (Page 21) shows the results obtained after injecting for one week. The effect of the injection is shown by two tongue-like configurations:

- One of these, at the depth of the injectors, gradually widens out in the southern lobe of the basin;
- The other sinks without, however, reaching the bottom of the basin.

Two zones are naturally less influenced by the injection, i.e. the bottom of the basin and the zone located at a depth of 5-7m between point No. 2 and the central point.

However, the differences in the concentrations in these zones compared with the mean value for the basin are small enough to warrant their not being considered as zones with a low renewal rate.

This impression was confirmed by the second test.

d) Sodium iodide tracing

This involved a tracing operation of the classical kind comprising the instantaneous injection (for a few seconds only) of sodium iodide followed by measurement of the concentrations at the outlet from the basin and at a dozen points inside the basin.

The response of the basin to this momentary injection approaches very closely the decreasing exponential curve which would be obtained with a perfect mixer (Fig. 5) (Page 21). It differs from this essentially in the presence of a concentration peak (340µg/l) exceeding the theoretical mean value of 240µg/l applicable to uniform mixing of the iodine in the basin. This reflects a short-circuit of negligible magnitude (involving about 2% of the mass of the injected tracer).

An examination of the mathematical characteristics of this curve (abscissa of the centre of gravity, argument of diminishing concentration) shows that there are no zones which do not take part in the mixing of the tracer, as these characteristics, which enable the mean experimental retention time to be evaluated, are very close to the theoretical time (difference of less than 7%).

An examination of the concentrations measured at three different depths at the twelve points mentioned shows that, eight hours after the injection, the tracer may be considered as equally distributed throughout

the basin (Fig. 6) (Page 21), the standard deviation being less than 15% of the mean value when the time since injection exceeds eight hours.

In addition, although measurements made at the central point, point No. 2 and the southern point confirm the existence of the two zones less affected by the injection which were observed in the first test, twenty-four hours after injection these zones have acquired a value more or less equal to the mean concentration. They therefore also take part in the mixing process. These zones were not observed in the research carried out on the small-scale model, whose depth of 16cm permitted only two-dimensional observations. This model did, however, reproduce fairly faithfully the propagation of the tracer at 3m depth, as is shown by Fig. 7 (Page 22). It also led to the correct evaluation of the 8 h period required for thorough mixing (except for the exceptional deep zones referred to above).

Having demonstrated that the entire basin takes part in the mixing process, it might be feared that the tongue-like configuration at 3m depth observed in the first test could cause part of the injected water to bypass the mixing operation. This water would then have a renewal time (calculated by reference to the argument of the decreasing exponential functions for the concentrations measured over 13 days at this 3m depth) well below the mean retention time of the basin.

In fact, this difference never amounts to more than 10%.

The results observed in the basin therefore corroborate the good agreement between the pulse response and that of a perfect mixer. It must be emphasized that this check was carried out under actual operating conditions, i.e. with a constant injection rate halted for a few hours during the day to balance the daily demand placed on the system.

This agreement between the theoretical and actual pulse response is such that it shows no difference in the smoothing of the ammonia concentrations in September and October 1979, which are indicated in Fig. 2.

Homogenization by the injection equipment therefore chops off the peaks of concentration found in the Oise in a way similar to that of a perfect mixer.

The first objective of this equipment having been achieved, attention was turned to the second objective, i.e. the control of the growth of algae, one of the main factors in eutrophication.

4. The origin and consequences of eutrophication phenomena³

In spring, thermal stratification takes place naturally as a consequence of the difference in density between the water close to the surface, which is heated by solar energy, and the bottom layer of water. This creates a zone a few metres deep where there is a steep temperature gradient. This region is known as a thermocline.

As the season advances and the heat energy absorbed by the surface of the water increases, the thermocline sinks deeper. Its presence naturally limits the exchange of water between the top and bottom 3layers.

The penetration of light rays, to a limited depth, accentuates this difference between the surface and the bottom. These rays supply energy to the algae, which are able to develop only in the region penetrated by the rays of light, which is therefore called the trophogenous region.

The depth of this zone, most of which lies above the thermocline, usually varies between 1 and 10m depending on the transparency of the water.

The nutrients (nitrates and phosphates) available to the algae are therefore those present in the surface water above the thermocline. In some bodies of water, the growth of algae may be limited by the quantity of nutrient present in the surface water⁷.

Below the trophogenous region, activity is restricted to the bacteria which break down the organic matter, notably dead algae and plankton. This region is consequently said to be tropholytic. As it consumes oxygen, this activity may lead to progressive deoxygenation below the thermocline, which limits exchanges with the oxygenated surface water. The anaerobiosis of the bottom water then generates a number of reducing compounds (H₂S, Mn, ferrous compounds, ammonia) whose presence makes the water more difficult to treat.

To avoid this, it is necessary to oxygenate the bottom water. There are several effective methods of doing this³:

- Direct oxygenation by bubble injection at depth⁴;
- Destratification (mixing with oxygenated surface water) by means of bubble columns⁵ or by mechanical agitation⁶.

5. Destratification—a method of combating eutrophication

Destratification—a category of techniques which includes injection—causes not only re-oxygenation but also makes available to the trophogenous zone the nutrients present in the tropholytic region. In bodies of water where the growth of algae is limited by the low nutrient content, destratification consequently leads to an increase in algae⁷.

However, in a storage basin like the one at Méry-sur-Oise there is constantly an extremely high nutrient input and the limitation of algal growth is not due to any lack of nutrient. It follows that destratification carries no risk of provoking an additional growth of algae. On the contrary, it seems to provide a means of limiting such growth⁷.

The temperature variations in the basin are due both to those of the Oise and to the heat exchanges taking place at the surface of the basin (conduction by the wind and solar radiation).

As these variations take place more slowly (at the rate of a few percentage points a day) than the variations in the ammonia content of the Oise (100% in a few hours), thermal destratification is a logical consequence of homogenization. The maximum temperature difference measured between the surface and the bottom water since the system was put into operation is 0.6°C (on 9th July 1981).

Besides the temperature, other parameters have been regularly measured at one metre intervals at a position in the basin known as the central point (Fig. 3), i.e. pH value, conductivity, dissolved oxygen, alkalinity titre, silica, ammonia, nitrates, phosphates, a, b and c chlorophylls, suspended solids, particulate and dissolved organic carbon and primary productivity.

According to the results obtained with the tracers (Fig. 8) (Page 23), the central point is not greatly affected by the injection system (the maximum concentration of 260 µg/l is close to the maximum value of 240 µg/l associated with perfect mixing), and it is located in an area of water recirculation when the injection system is in operation. Although these conditions are among the least favourable to the effectiveness of the injection system, the vertical homogeneity at this point following the entry into service of the system is excellent (Fig. 9) (Page 23):

- Before the system was put into operation, the groundwater which filled the basin lacked nutrients

(nitrates and phosphates). The low algal activity of this period (2 µg Ch.a/l, assimilation of 176 µg C/m²/d) nevertheless gave rise to variations with the depth in the amount of oxygen in solution.

- These variations completely disappeared after the system was put into operation, and this was true even during certain periods of 1981 when productivity increased considerably (maximum measured assimilation: 4900 mg C/m²/d on 25.8.81) and greatly exceeded the 1980 figures (390 mg C/m²/d on 6.8.80).

Productivity of this kind is characteristic of the eutrophic capacity of Oise water and gives rise to fears of intense algal proliferation in this sunlit body of water. Despite this, there are fewer algae in the basin than in the Oise, as is shown in Fig. 10 (Page 23).

This phenomenon has already been observed in other storage basins, e.g. those in Rotterdam² and London¹, and is thought to be due to the effect of browsing by zooplankton.

To check this hypothesis, a biological inventory of the basin was prepared in 1980, which produced the following results:

- *Before the system was put into service*, the basin filled with groundwater behaved basically as an oligotrophic medium, the spring time algal peak not exceeding 1.5 · 10⁶ algal cells per litre and the zooplankton being limited to a few rotifera and a few copepoda (less than 10 individuals per litre). Chrysophyceae and an algal species not identified but close to a diatom made up the bulk of the algal population.
- *When the system was put into service*, i.e. during the trial period from 1st–15th July, there was an explosion in the plankton population (8.7 · 10⁶ algal cells per litre). This population was highly diversified, the classes most heavily represented being cryptophyceae (42%), diatomophyceae (25%) and eukhlorophyceae (22%). The concomitant zooplankton peak was marked by the appearance of cladocera, which are strictly filtering organisms with a great capacity for browsing on phytoplankton.
- *After the system had been put into service* the density of the cladocera was maintained, so that they now constitute over 80% of the zooplankton population. On the other hand, the density of the phytoplankton (less than 10⁶ algal cells per litre) was greatly reduced, although preserving a high degree of diversity, and this despite the higher algal density in the Oise (3 · 10⁶ algal cells per litre).

It therefore seems that browsing by the cladocera fulfils an important role in eliminating the long-lasting algal peak (August–September 1980) in the Oise.

However, as Fig. 10 shows, the reduction of the algal peaks in the Oise was less marked in 1981. As the biological inventory has not yet been prepared, the role of the zooplankton in 1981 is not known.

What is more, the density of the zooplankton (less than 50 individuals per litre) remained abnormally low in 1980 and cannot be held solely responsible for the reduction of the algal peaks in that year.

It is certain that other mechanisms play a part in reducing the algal peaks. For instance, sedimentation must remove the epiphytic or benthic algal (diatomophyceae, cyanophyceae) which the current of the Oise wrenches from their support. These two classes of algae are present in markedly smaller number in the basin than in the Oise. It also seems reasonable to accept that the homogenization of the basin limits the number of algae present in the trophogenous zone. Indeed, nearly 90% of the algal productivity is located in

the top two metres of the basin. This means that a quarter of the algal population is productive.

If we assume that in the Oise there is homogenization over the depth (about 4 m) together with a distribution of productivity in relation to depth identical to that in the basin, this means that half the algal population is productive, which is twice as much as in the basin.

This phenomenon is manifest in the absence of agreement between the maximum values for the algae and the primary productivity such as is currently observed in other lakes and was apparent before the system was put into operation (Fig. 11) (Page 24).

Our knowledge of the relative importance attaching to these various mechanisms in the limitation of algal growth is still inadequate, although it can be stated that two of these are highly dependent on the injection system. This is clearly true with regard to the absence of productivity of the living algae dispersed in the tropholytic region. As far as the browsing by zooplankton is concerned, this also seems to be stimulated by the injection system, as the equal distribution of all the plankton in the body of water appears to promote the availability of the phytoplankton to the filtering organisms¹.

The period when the system was put into operation (the first fortnight in July) supplies an initial confirmation of this hypothesis. This period, marked by the highest densities of zooplankton and phytoplankton

in 1980, saw the introduction of Oise water, and therefore of nutrients, with long days without injection, and the considerable algal development which resulted from this was not controlled by the zooplankton despite its diversity and quantity.

Conclusion

Located on the river Oise, the quality of whose water can fluctuate widely in the space of a few hours, the biological line of the Méry-sur-Oise drinking water treatment plant needed an effective means of protection. Such protection seems to be ensured by a storage basin with a mean retention time of four days which acts as a perfect mixer in chopping the pollution peaks to maximum effect (with a fixed retention time).

As has been shown by monitoring the operation of the basin (experiments with tracers and regular chemical and biological inventories), the injection system, operating at negligible cost (0.05 centimes per cubic metre injected, or less than 3 Wh/m³), not only achieves the desired homogenization of the quality but also inhibits the development of algae. The injection system distributes the algae over the whole depth, thereby apparently preventing the development of three quarters of the algal population (dispersed in the tropholytic region) and promoting the browsing of these algae by the zooplankton.

**Jacques Fontaine et Guy Jacquet, Compagnie Générale des Eaux,
52, Rue d'Anjou—75008 Paris**

"UTILISATION DU BASSIN DE STORAGE EN MÉLANGEUR PARFAIT: MISE EN OEUVRE ET RÉSULTATS D'EXPLOITATION A MÉRY-SUR-OISE"

1. Introduction

Les bassins de storage jouent en général un rôle de réserve de sécurité sur les rivières de très faible étiage, ou sujettes à des pollutions accidentelles.

De tels bassins ont forcément un rôle de réacteur qui peut être conçu de deux manières différentes en fonction des améliorations de qualité d'eau souhaitée:

- *réacteur piston*: cas le plus fréquent lorsqu'on désire obtenir le maximum d'épuration biologique dans le bassin,
- *mélangeur parfait*: quand l'objectif principal est d'obtenir un effet de lissage des variations de la qualité de l'eau brute à l'entrée du bassin.

C'est un ouvrage de ce type qui a été réalisé près de l'usine de potabilisation de Méry-sur-Oise, appartenant au Syndicat des Communes de la Banlieue de Paris pour les Eaux, et exploité par la Compagnie Générale des Eaux. Cette usine, dont le débit moyen est d'environ 100.000 m³/jour (270.000 m³/jour en pointe) dessert près de 500.000 habitants de la grande banlieue Nord-Ouest de Paris. Mis en service en Juillet 1980, le bassin de storage de Méry-sur-Oise est alimenté par l'eau de l'Oise, un des principaux affluents de la Seine. Sa capacité est voisine de 400.000 m³; sa profondeur est de 8,5 mètres.

La conception de ce bassin, puis le suivi de son fonctionnement ont demandé de nombreuses études.

S'agissant d'un problème complexe et, par certains aspects, relativement nouveau, la plupart d'entre elles ont nécessité la participation de laboratoires très spécialisés:

- laboratoire d'hydraulique de Banlève ENSEIHT—Institut de mécanique des fluides (étude préalable sur maquette)

- laboratoire d'application des traceurs CEA—CENG (suivi du comportement hydraulique)
- laboratoire du département de géologie dynamique de l'Université Pierre et Marie Curie (Paris VII) (suivi du comportement limnologique).

Le temps de séjour moyen de l'eau dans ce bassin (4 jours) est inhabituellement court, comparé à celui d'autres bassins de storage utilisés pour l'alimentation en eau potable, tels ceux du King George VI et Elisabeth II, du Metropolitan Water Board de Londres¹, ou celui de Rotterdam². Ces caractéristiques exceptionnelles s'expliquent par une conception très différente du rôle du storage.

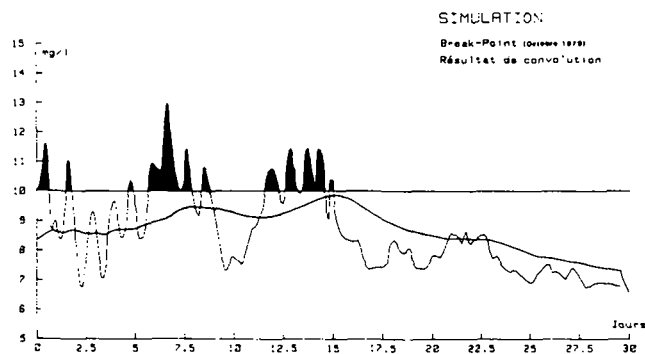
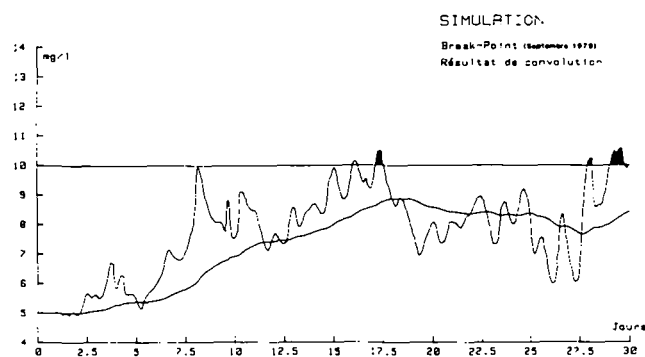


Fig. 1. Vue Aérienne du bassin de storage de Méry-sur-Oise

2. Rôle du bassin de storage de Méry-sur-Oise

Le rôle du storage de Méry-sur-Oise est tout d'abord de constituer une réserve de sécurité. Il est en effet possible de l'isoler après détection d'une pointe de pollution. Il constitue alors une réserve de sécurité assurant la poursuite de la production d'eau jusqu'à sa vidange complète si la pointe de pollution est de longue durée. Cette sécurité est par ailleurs nécessaire lors des périodes de forte variabilité de la qualité de l'eau.

Dans l'Oise, les pointes de pollution, qui sont à la fois chroniques (au début de l'automne, la teneur en ammoniacale peut doubler en l'espace de quelques heures) et accidentelles, ont pour origine l'importance de l'industrialisation du bassin versant de l'Oise. Ainsi, par exemple, en Septembre—Octobre 1979, plus de 17 pointes de teneur en ammoniacale élevant le taux de breakpoint au dessus de 10 mg/l ont été repérées. Certaines d'entre elles ont eu une durée de près de deux jours, comme le montre la Fig. 2.



Origine : OCCL et CEA/FENIC, Laboratoire d'Applications des Travaux

Fig. 2. Effet de lissage sur la qualité des eaux de l'Oise

Sur cette même figure, a été simulé l'effet d'un mélangeur parfait ayant un temps de séjour de 4 jours environ: le taux de breakpoint ne dépasse jamais 10 mg/l.

Ainsi, malgré les risques d'inhibition ou de simple réduction de l'activité biologique de dégradation de l'ammoniacale (importants en septembre-octobre, période de forte baisse de température), les pointes de teneur en ammoniacale à l'entrée de l'usine de traitement sont donc éliminées par un mélangeur parfait ayant un temps de séjour moyen de 4 jours environ. Il convient de noter qu'à Méry-sur-Oise, l'amélioration attendue de la qualité n'est pas jugée sur la base des valeurs moyennes, mais sur la réduction des valeurs maximales. Elle vise l'écrêtement des pointes de

pollution et la stabilisation de la qualité de l'eau à traiter dans la filière biologique, afin que la vitesse de variation des teneurs soit inférieure à la vitesse d'adaptation des microorganismes.

3. Obtention d'un mélangeur parfait

a) Description et objectifs du dispositif retenu

Après étude préalable sur maquette, le dispositif retenu visant à obtenir un mélange parfait dans le bassin a été l'injection.

Il s'agit d'introduire l'eau à grande vitesse dans le bassin de manière à y produire une ou plusieurs recirculations de l'eau.

Le dispositif d'injection est caractérisé par l'énergie cinétique qu'il dissipe dans le bassin. A Méry-sur-Oise, afin de maintenir cette énergie cinétique à un niveau élevé aux trois débits possibles d'injection, le dispositif est constitué par deux buses de mise en vitesse placées horizontalement à trois mètres de profondeur:

- l'une de 600 mm de diamètre utilisée au débit de 1,2 m³/s (100000 m³/j), correspond à une vitesse de 3 m/s et à une puissance dissipée de 10 KW, soit 2,4 Wh/m³ pompé dans le bassin;
- l'autre de 900 mm de diamètre utilisée au débit de 2,3 m³/s (200000 m³/j), correspond à une vitesse de 3,6 m/s et à une puissance dissipée de 15 KW, soit 1,8 Wh/m³ pompé dans le bassin.

Les deux buses sont utilisées au débit de 3,5 m³/s (300000 m³/j) ce qui correspond à 3,8 m/s et à une puissance dissipée de 25 KW, soit 2 Wh/m³ pompé dans le bassin.

De tels dispositifs d'injection sont très fréquemment utilisés dans les bassins de storage, non pour créer un mélange parfait, mais plutôt pour éviter la stratification thermique des eaux.



Fig. 3. Buses d'injection

A Méry-sur-Oise, l'injection disposée dans le bassin de stockage a pour but à la fois:

- d'homogénéiser le bassin pour qu'il atteigne le même écrêtement des pointes sur le mélangeur parfait;
- et de destratifier les eaux pour assurer la maîtrise de la croissance des algues.

b) Etude sur modèle réduit

La sélection du dispositif d'injection s'est opérée à partir d'essais sur maquette à l'échelle 1/50e (échelle à la fois horizontale et verticale); la similitude adoptée était celle de Froude. Or, des articles récents⁸⁹ ont mis en doute la représentativité des modèles en similitude de Froude pour reproduire les écoulements dans des plans d'eau de plusieurs hectares de surface.

L'effet de distorsion des hauteurs, l'importance du nombre de Reynolds à la sortie des injecteurs, le rapport largeur sur profondeur semblent avoir une grande influence sur les écoulements des modèles réduits.

En outre, ces écoulements sont essentiellement bidimensionnels et les différences à diverses profondeurs n'apparaissent pas.

A Méry-sur-Oise, il fut donc décidé de confirmer sur le terrain, l'obtention du mélangeur parfait: deux séries de tests ont été entreprises.

c) traçage aux nitrates

Le premier, lors de la mise en service du bassin, a permis de suivre l'homogénéité en 5 points de la concentration des nitrates. Avant la mise en service, le bassin était, en effet, rempli d'eau de nappe dont la teneur en nitrates n'excédait pas 0,5 mg NO₃/l, alors que l'eau de l'Oise était proche de 8 mg NO₃/l. Les nitrates constituaient donc un excellent traceur correspondant à une injection en continu.

Sur la Fig. 4 ont été reportés les résultats obtenus après une semaine d'injection; l'influence de l'injection y est visible sous la forme de deux langues:

- l'une à la profondeur des injecteurs qui s'élargit progressivement dans la protubérance sud du bassin
- l'autre qui s'approfondit sans toutefois atteindre le fond du bassin.

Deux zones sont naturellement moins influencées par l'injection, ce sont: le fond du bassin et la zone située de 5 à 7 m de profondeur entre le point n° 2 et le point central. Cependant, les écarts de concentration de ces zones avec la moyenne du bassin sont suffisamment faibles pour qu'elles ne puissent apparaître comme zones à faibles taux de renouvellement.

Cette impression a d'ailleurs été confirmée par le deuxième test.

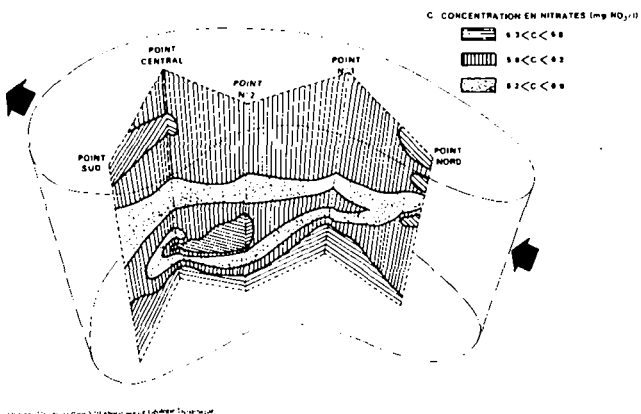


Fig. 4. Profils de concentrations en nitrates (mg/l) lors de test d'homogénéité

d) traçage à l'iodure de sodium

Celui-ci a consisté en une opération de traçage classique: injection instantanée (quelques secondes) d'iodure de sodium et mesures des concentrations en sortie de bassin et en une douzaine de points sur le bassin.

La réponse du bassin à cette impulsion est très proche d'une exponentielle décroissante que l'on obtiendrait avec un mélangeur parfait (Fig. 5). Elle s'en distingue essentiellement par la présence d'une pointe de teneur (340 µg/l), supérieure à la valeur moyenne théorique de 240 µg/l de même mélange de l'iode dans le bassin. Celle-ci correspond à un court circuit dont l'importance reste négligeable (environ 2% de la masse de traceur injectée s'y retrouve).

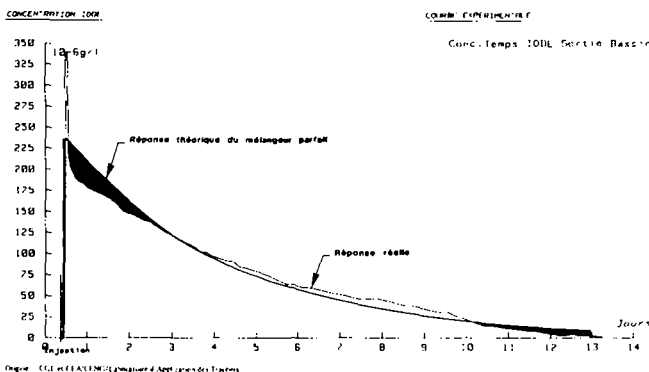


Fig. 5. Réponse impulsionnelle du bassin de stockage de Méry-sur-Oise

L'examen des caractéristiques mathématiques de cette courbe (abscisse du centre de gravité, argument de décroissance) montre qu'il n'y a pas de zones ne participant pas au mélange du traceur, car ces caractéristiques, qui permettent d'évaluer le temps expérimental moyen de séjour, sont très proches du temps théorique (moins de 7% de différence).

L'examen des concentrations mesurées à trois profondeurs différentes dans les douze points indique d'ailleurs que, huit heures après l'injection, le traceur peut être considéré comme également réparti en tous points du bassin (Fig. 6), l'écart type étant inférieur à 15% de la valeur moyenne, au delà de huit heures après l'injection.

En outre, les mesures au point central, au point n° 2, et au point sud, confirment l'existence des deux zones moins influencées par l'injection repérées par le premier test; toutefois vingt quatre heures après l'injection, ces zones ont une valeur sensiblement égales à la concentration moyenne. Elles participent donc au

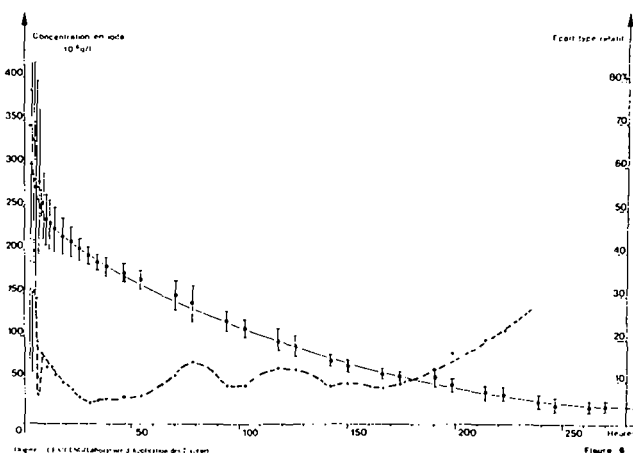


Fig. 6. Variations autour de la moyenne des concentrations en iode

mélange. Elles n'avaient pu être repérées par l'étude sur modèle réduit, dont la profondeur de 16 cm ne permettait que des observations bidimensionnelles. Ce modèle reproduit cependant assez fidèlement la propagation du traceur à 3 m de profondeur, comme le montre la Fig. 7. Il a, aussi, permis une évaluation correcte de la durée de bon mélange—8 h—(hors zones exceptionnelles profondes vues ci-dessus).

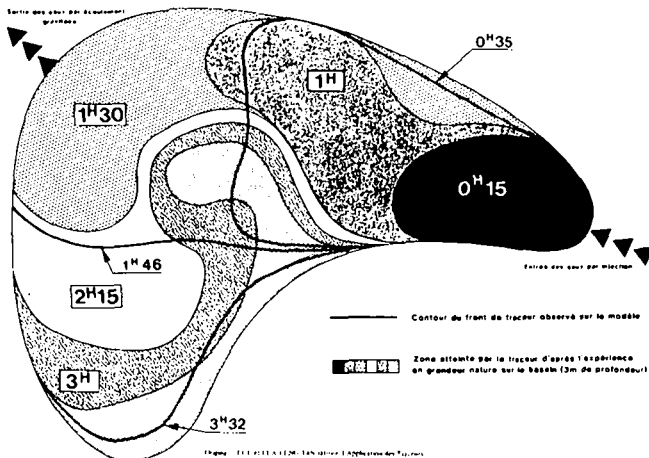


Fig. 7. Relevés sommaires de la propagation du traceur

On pourrait d'ailleurs craindre, après avoir montré que la totalité du bassin participe au mélange, que la langue repérée à trois mètres de profondeur dans le premier test, soustrait une partie de l'eau injectée au mélange. Elle aurait alors un temps de renouvellement (calculé par l'argument des fonctions exponentielles décroissantes des concentrations mesurées pendant 13 jours à cette profondeur de 3 m) bien inférieur au temps de séjour moyen du bassin.

Or, il ne s'en écarte jamais de plus de 10%.

Les observations dans le bassin corroborent, donc, la bonne concordance de la réponse impulsionnelle avec celle d'un mélangeur parfait; il faut souligner que cette vérification a été menée dans les conditions réelles d'exploitation, c'est-à-dire celles d'une injection à débit constant arrêtée quelques heures pendant la journée pour équilibrer la demande en eau journalière du réseau.

Cette concordance entre réponse impulsionnelle théorique et réelle est telle qu'elle ne permet pas de faire apparaître une différence sur le lissage des concentrations en ammoniacque de septembre et octobre 1979 présentées sur la Fig. 2.

L'homogénéisation par le dispositif d'injection assure donc un pouvoir d'écêtement des pointes observées dans l'Oise semblable à celui d'un mélangeur parfait.

La première objectif de ce dispositif étant atteint, les études se sont poursuivies pour vérifier le deuxième objectif, la maîtrise de la croissance algale, l'une des principales composantes de l'eutrophisation.

4. Origine et conséquences des phénomènes d'eutrophisation³

Au printemps, la stratification thermique se produit naturellement par la différence de densité entre les eaux proches de la surface réchauffées par l'énergie solaire et celles de fond. Il se crée donc une zone de quelques mètres de hauteur à fort gradient de température appelée thermocline.

Au fur et à mesure de l'avancement de la saison, et donc de l'accumulation calorifique du plan d'eau, la thermocline s'approfondit. Sa présence limite naturellement les échanges entre eaux de surface et de fond.

La pénétration des rayons lumineux, limitée en profondeur, accentue cette différence entre surface et fond. Ils constituent en effet, la source d'énergie des algues, dont le développement ne s'effectue que dans la zone de pénétration des rayons lumineux, appelée pour cette raison zone trophogène.

La profondeur de cette zone qui se situe en grande partie au-dessus de la thermocline, varie en général de 1 à 10 m suivant la transparence des eaux.

Les nutriments (nitrates et phosphates) disponibles pour les algues sont donc ceux présents dans les eaux de surface au-dessus de la thermocline. Dans certains plans d'eau, la croissance des algues peut se trouver limitée par la quantité de nutriment des eaux de surface⁷.

En dessous de la zone trophogène, seule subsiste l'activité bactérienne de dégradation des matières organiques, et, en particulier, des algues et autres microorganismes planctoniques morts. Pour cette raison, cette zone est appelée tropholytique. Consommatrice d'oxygène, cette activité peut provoquer une désoxygénation progressive en dessous de la thermocline qui limite les échanges avec les eaux oxygénées de surface. L'anaérobiose des eaux du fond génère alors nombre de composés réducteurs (H₂S, Mn, Fer ferreux, ammoniacque), dont la présence rend les eaux plus difficiles à traiter.

Pour l'éviter, il faut oxygéner les eaux du fond. Plusieurs mesures sont efficaces³:

- l'oxygénation directe par bullage en profondeur⁴,
- la déstratification (mélange avec les eaux oxygénées de surface) par bullage⁵ ou par agitation mécanique⁶.

5. La déstratification: moyen de lutte contre l'eutrophisation

La déstratification, classe de mesures dans laquelle entre l'injection, provoque non seulement la réoxygénation, mais aussi la mise à disposition dans la zone trophogène des nutriments présents dans la zone tropholytique. Dans les plans d'eau, où la croissance des algues est limitée par la faible teneur en nutriment, la déstratification provoque donc une croissance algale⁷.

Toutefois, dans un bassin de stockage comme celui de Méry-sur-Oise, l'apport permanent de nutriments est extrêmement important, et la limitation de croissance des algues ne provient pas d'une carence de nutriment. La déstratification ne présente donc pas de risques de croissance algale supplémentaire. Elle semble au contraire, permettre une limitation de cette croissance⁷.

Les variations de température dans le bassin sont dues à la fois à celles de l'Oise et aux échanges calorifiques à sa surface (conduction par le vent, rayonnement solaire).

Comme la vitesse de ces variations (quelques pour cent par jour) est moindre que celle de l'ammoniacque dans l'Oise (100% en quelques heures), la déstratification thermique est une conséquence logique de l'homogénéisation: entre surface et fond, l'écart maximum de température mesuré depuis la mise en service est de 0,6°C (le 9 Juillet 1981).

Outre la température, d'autres paramètres ont été régulièrement mesurés de mètre en mètre, en un point du bassin dénommé point central (Fig. 3): pH, conductivité, oxygène dissous, titre alcalimétrique, silice, ammoniacque, nitrates, phosphates, chlorophylles a, b, c, matières en suspension, carbone organique particulaire et dissous, productivité primaire.

D'après les résultats du traçage (Fig. 8) le point central n'est pas très influencé par l'injection (concentration maximale 260 µg/l proche de la valeur maximale dans un mélangeur parfait 240 µg/l), et il est dans une zone de recirculation de l'eau, lorsque

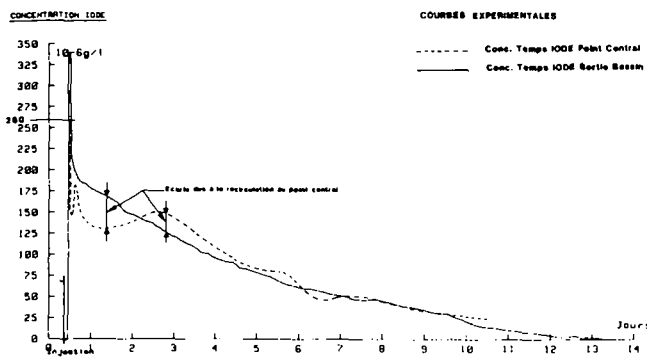


Fig. 8. Comparaison des évolutions des concentrations en iode au point central et sortie de bassin

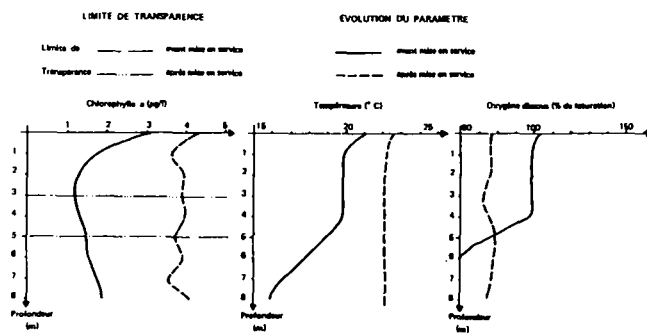


Fig. 9. Comparaison des profils verticaux de chlorophylle, de température et d'oxygène dissous (à la bouée centrale) avant (17.06.80) et après (06.08.80) la mise en service du réservoir.

l'injection fonctionne. Ces conditions sont parmi les moins favorables à l'efficacité de l'injection, et cependant, l'homogénéité verticale des mesures en ce point est excellente après la mise en service (Fig. 9):

- avant la mise en service, l'eau de nappe qui remplissait le bassin, manquait de nutriments (nitrates et phosphates). La faible activité algale de cette période ($2 \mu\text{g Chl}a/l$, assimilation de $176 \mu\text{g C}/m^2/j$) induisait cependant les variations de teneur en oxygène dissous avec la profondeur,
- celles-ci ont complètement disparu après la mise en service, même à certaines périodes de l'année 1981 où la productivité s'est considérablement accrue (maximum mesuré de l'assimilation: $4900 \text{ mgC}/m^2/j$ le 25.08.81) et a largement dépassé les valeurs de 1980 ($390 \text{ mgC}/m^2/j$, le 06.08.80).

Une telle productivité est caractéristique du pouvoir eutrophisant des eaux de l'Oise. Elle fait craindre une prolifération intense d'algues sur ce plan d'eau bien exposé au soleil. Néanmoins, comme le montre la Fig. 10, il ya une moindre quantité d'algues dans le bassin que dans l'Oise.

Ce phénomène a déjà été mis en évidence sur d'autres bassins de stockage: ceux de Rotterdam² et de Londres³ et serait dû à l'influence du broutage par le zooplancton. Pour vérifier cette hypothèse, un inventaire biologique du bassin a été dressé en 1980. Les résultats sont les suivants:

- avant la mise en service, le bassin rempli d'eau de nappe se comporte essentiellement comme un milieu oligotrophe: le pic algal de printemps n'excède pas $1,5 \cdot 10^6$ cellules d'algues par litre, et le zooplancton est limité à quelques rotifères et quelques copépodes (moins de 10 individus par litre) Les chrysophycées, et une espèce algale non identifiée, mais proche d'une diatomée, constituent l'essentiel du peuplement algal.

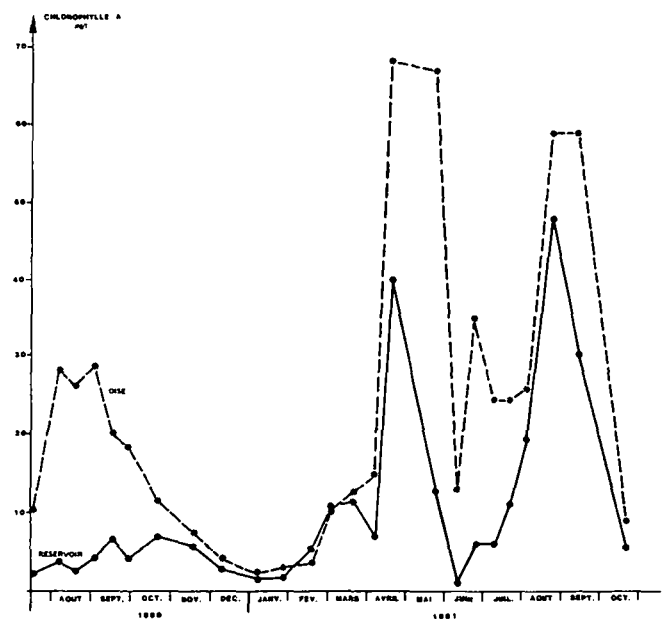


Fig. 10. Comparaison des teneurs en chlorophylle "a" dans l'Oise et dans le bassin depuis la mise en service

- à la mise en service, pendant la période d'essais du 1er au 15 Juillet se produit une explosion démographique du plancton ($8,7 \cdot 10^6$ cellules d'algues par litre). Elle est très diversifiée, mais les classes les plus représentées sont les cryptophycées (42%) diatomophycées (25%) et euchlorophycées (22%). Le pic concomittant du zooplancton est marqué par l'apparition des cladocères, organismes filtreurs stricts, ayant une grande efficacité pour le broutage du phytoplancton.
- après la mise en service, la densité de cladocères se maintient, ils constituent plus de 80% de la population zooplanctonique. En revanche, la densité du phytoplancton (moins de 10^6 cellules algales par litre) est fortement réduite tout en conservant une grande diversité, et ceci bien que la densité algale ($3 \cdot 10^6$ cellules algales par litre) dans l'Oise soit plus élevée.

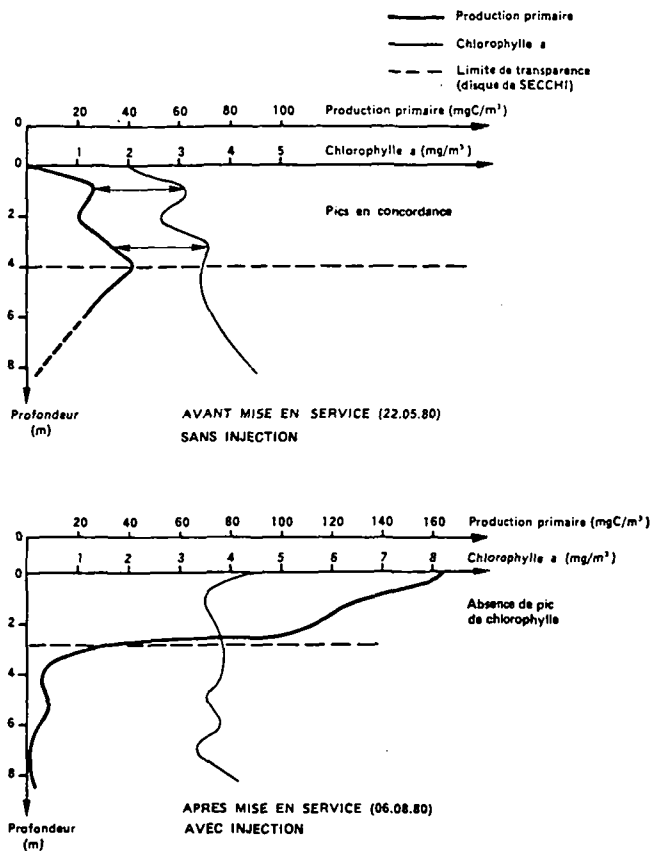
Il semble donc que le broutage par les cladocères joue un rôle important pour éliminer le pic algal de longue durée (Août-Septembre 1980) dans l'Oise.

Toutefois, ainsi qu'on peut le voir sur la Fig. 10, la réduction des pics algals de l'Oise est moins importante en 1981. L'inventaire biologique n'ayant pas encore été dressé, le rôle du zooplancton en 1981 n'est pas connu.

En outre, la densité du zooplancton (moins de 50 individus par litre) reste anormalement faible en 1980, et il ne peut être tenu pour seul responsable de la réduction des pics algals de 1980.

Il est certain que d'autres mécanismes interviennent dans la réduction des pics algals: ainsi la sédimentation doit éliminer les algues épiphytiques ou benthiques (diatomophycées, cyanophycées) que le courant de l'Oise arrache de leur support. Ces deux classes d'algues sont nettement moins représentées dans le bassin que dans l'Oise. Il semble aussi raisonnable d'admettre que l'homogénéisation du bassin limite le nombre d'algues présentes dans la zone trophogène. En effet, près de 90% de la productivité algale se localise dans les deux premiers mètres supérieurs du bassin: cela veut dire que le quart de la population algale est productive.

Dans l'Oise, si l'on admet à la fois une homogénéisation sur la profondeur (4 m environ) et une répartition en profondeur de la productivité identique à



Origine : Université Paris VI/Laboratoire de Géologie Dynamique

Fig. 11. Comparaison des profils de production primaire et de chlorophyllé à (Bouée Centrale) avant (22.05.80) et après (06.08.80) la mise en service du bassin

celle du bassin, la moitié de la population algale serait productive, soit deux fois plus que dans le bassin.

Ce phénomène est mis en évidence par l'absence de concordance des maxima d'algues et de productivité primaire, couramment observée dans d'autres lacs, et visible avant la mise en service (Fig. 11).

L'importance respective de ces divers mécanismes dans la limitation de la croissance algale reste mal connue. On peut toutefois admettre que deux d'entre eux dépendent étroitement de l'injection: cela est évident pour l'absence de productivité des algues vivantes dispersées dans la zone tropholytique. Quant au broutage par le zooplancton, il paraît lui aussi stimulé par l'injection car l'équirépartition de l'ensemble de plancton dans la masse d'eau semble favoriser la mise à disposition du phytoplancton aux organismes filtreurs¹.

La période de mise en service (première quinzaine de Juillet) apporte un début de confirmation de cette hypothèse. Cette période, marquée par les plus fortes densités zoo et phyto-planctoniques de 1980, a vu en effet, l'introduction d'eau de l'Oise, donc de nutriments, avec de longues journées sans injection, et, le fort développement algal qui en a été la conséquence n'a pas été contrôlé par le zooplancton, malgré sa diversité et son importance.

Conclusion

Placée sur une rivière, l'Oise, pouvant présenter de fortes variations de qualité en quelques heures, la filière biologique de l'usine de potabilisation de Méry-sur-Oise nécessitait une protection efficace. Celle-ci paraît garantie grâce à un bassin de stockage de 4 jours de temps de séjour moyen dont le fonctionnement en mélangeur parfait permet d'obtenir l'écrêtement maximum des pointes de pollution (à temps de séjour fixé).

Comme l'a montré le suivi du bassin (expériences de traçages et inventaire chimique et biologique régulier), le dispositif d'injection assure pour un coût négligeable (0,05 centimes par m³ injecté, correspondant à moins de 3 Wh/m³ injecté) non seulement l'homogénéisation recherchée de la qualité mais aussi la maîtrise du développement des algues. L'injection répartit, en effet, les algues sur toute la profondeur; elle paraît donc empêcher le développement des trois quarts de la population algale (dispersée dans la zone tropholytique) et semble favoriser le broutage de ces algues par le zooplancton.

Bibliographie

1. Steel, J. A. The application of Fundamental Limnological Research in Water Supply System Design and Management. Symp. Zool. Soc. London (1972) n° 29 41-67
2. Rook, J. J. Operating Experience with the Berenplaat Reservoir and river Rhine Water. Proceedings of a Symposium "The effects of storage on water quality". Reading University March 1975.
3. Meybeck, M. La pollution des lacs. *La Recherche*, Novembre 1978.
4. Savoir, Dr. R. et Minon, G. Stratification dans les réservoirs naturels de contenance limitée. *La Technique de l'Eau et de l'Assainissement*, Décembre 1980.
5. Kranenburg, C. Destratification of Lakes Using Bubble Columns, *Journal of the Hydraulics Division, A.S.C.E.*, April 1979.
6. Busnaina, A. A., Lilley, D. G., Moretti, P. M. Prediction of Local Destratification of Lakes, *Journal of the Hydraulics Division, A.S.C.E.*, April 1979.
7. Toetz, D. W. Effects of Whole Lake Mixing on Water Quality and Phytoplankton, *Water Research*, Vol. 15 1205-1210, (1981).
8. Ali, K. H. M., Hedges, T. S., Whittington, R. B. A Scale Model investigation of the circulation in reservoirs, *Proc. Inst. Civ. Eng.*, Part 2, 1978, 129-161.
9. Ali, K. H. M., Hedges, T. S., Pateman, D. Reservoir Circulation and Mixing, A.I.D.E., Paris, ler au 4 septembre 1980.

Tapani Vakkuri, Helsinki City Waterworks

1. Silvola Reservoir

The quality and the quantity of the raw water source for Helsinki, the Vantaa River, leaves so much to be desired that the Waterworks decided to construct a reservoir in Silvola in the beginning of the 1960's to improve the

situation. The main features of the reservoir are the following:

- greatest length 1 km
- average width 0.5 km
- surface area 0.5 km²

- volume 5 mill.m³ with water level NN + 42.00
- average depth 11 m with water level NN + 42.00
- greatest depth 17 m with water level NN + 42.00
- detention time 25 days with present water intake to treatment plants 2,3 m³/s
- greatest dam height 24 m
- length of built earth dams 2,3 km

Water from the Vantaa River is pumped into the reservoir through three inlet towers. To the treatment plants the water flows by gravity through two outlet towers in the centre of the reservoir. The outlet towers contain openings at different levels so that outlet depth can be varied according to need.

Fig. 1 shows a general plan of the Silvola Reservoir.

2. Effect of Silvola Reservoir

2.1 Advantages

When planning the Silvola Reservoir, its effects on Vantaa River water were considered to be the following:

- evening out water quality
- water storage basin
- improvement of water quality.

Now that the reservoir has been in continuous use for nearly 20 years, the main advantage has proved to be the evening out of raw water quality. This evening out is shown in Fig. 2 which gives the variation of ammonium nitrogen contents in the Vantaa River and the Silvola Reservoir. Although the rapid quality fluctuations of river water are not completely checked by the reservoir, the use of the reservoir even under these conditions has made it possible to develop automatic treatment plant operation and prevent overdosage of chemicals.

The significance of the reservoir as a water storage basin is due to the fact that it can be used for short-time water regulation in case the river becomes unusable through pollution. A greater practical significance of the

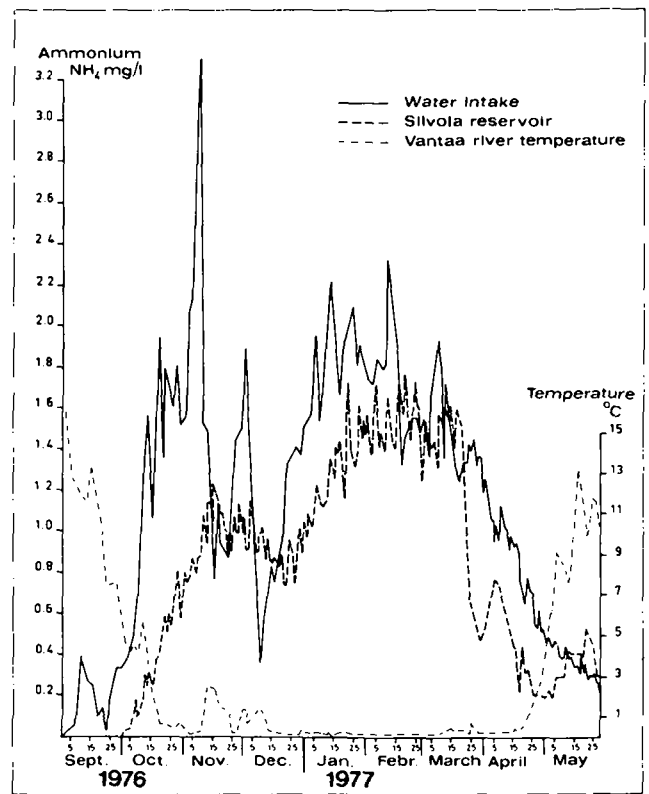


Fig. 2. Concentration of ammonium (NH₄) in Vantaa River and Silvola reservoir

storage capacity has been the use of the water in the reservoir as a temporary substitute for water from the regulated lakes higher up along the watercourse.

The importance of the reservoir in water quality improvement is of a dual character: water quality improves significantly in the reservoir from the point of view of water treatment, but there is also marked deterioration.

Table 1 shows numerical values for this change in 1980.

Table 1. Mean values in 1980 for certain water quality factors determined 3-5 times a week for Vantaa River and Silvola Reservoir water

Substance or Characteristic	Vantaa River (by Pitkääkoski Reser-plant) ¹	Silvola Reservoir	Difference in water quality between reservoir and river	
			Absolute value	Relative value %
Temperature, °C	7.0	7.4	+ 0.4	+ 6
Colour, mg Pt/l	56	62	+ 6	+ 11
Conductivity, mS/m	15.5	15.9	+ 0.4	+ 3
KMnO ₄ -value, mg/l	47	43	- 4	- 9
Alkalinity, mval/l	0.56	0.57	+ 0.01	+ 2
Ammonium NH ₄ , mg/l	0.43	0.25	- 0.18	- 42
pH	7.3	7.2	- 0.1	- 1
Turbidity FTU	31	20	- 11	- 35
Manganese mg/l	0.07	0.05	- 0.02	- 29
Odour threshold value, 60°C	38	19	- 19	- 50
Oxygen, mg/l	12.0	10.4	- 1.6	- 13
Bacterial total colony count ²				
- 20°C	12700	2200	- 10500	- 83
- 35°C	3460	470	- 2990	- 86
Coliform bacteria ³ Col/ml				
- MPN	66	10	- 56	- 85
- MF	52	5	- 47	- 90

¹River water intake ²Col/ml

³MPN = most probable number
MF = membrane filter

The table shows that nearly all substance concentrations (unfortunately also oxygen) decrease in the reservoir as compared with the river. The ratio of the decrease is highest with the values of ammonium,

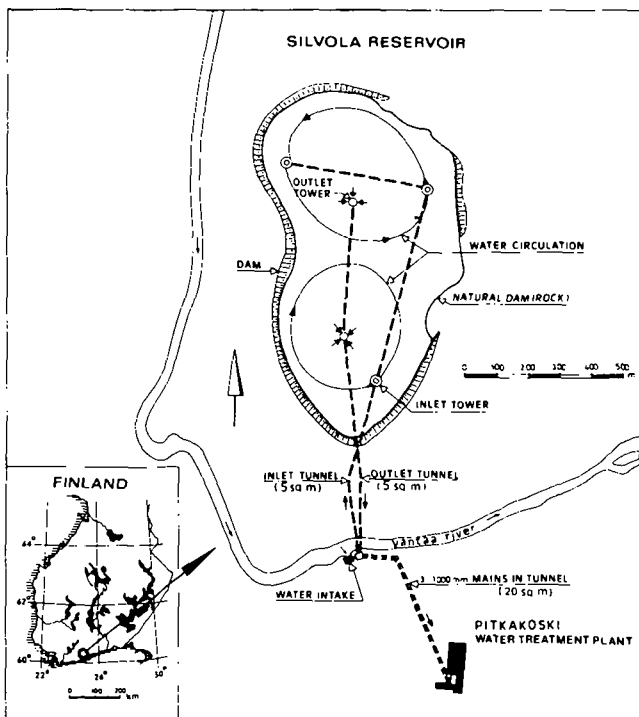
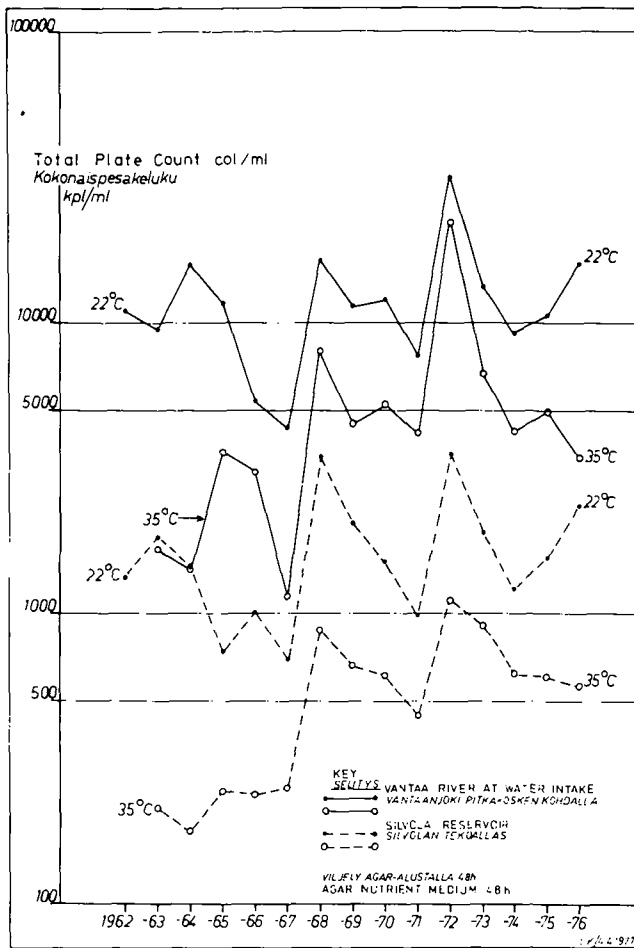


Fig. 1. Map of Silvola reservoir and Pitkääkoski water treatment plant



Kuva 3 VANTAANJOEN JA SILVOLAN TEKOALTAN BAKTEERIEN KOKONAISPESAKELUKU VUOSINA 1962...1976

Fig. 3. Total plate count for Vantaa River and Silvola reservoir 1962-1976

turbidity, bacterial colony count and odour threshold. The decrease in turbidity is not wholly beneficial, however, as colloid matter that settles with difficulty and uses up aluminium sulphate in the process still remains in the water.

Fig. 3 gives the decrease in bacterial total colony counts in the water from the reservoir as compared with river water.

2.2 Disadvantages

Oxygen Deficit

The hypolimnion in the Silvola Reservoir is very cold during the winter, even as low as 0.2°C, as there is no temperature stratification. Thus the oxygen balance in the whole water mass is good. On the other hand, thermal stratification occurs during the summer, and as the water contains large amounts of decomposing organic matter (BOD_7 is 4-6 mg $O_2/1$) an oxygen deficit builds up in the hypolimnion with all its attendant detrimental results. The most harmful of these is the change into soluble form of the iron and manganese in the water and the sediments. The water treatment method used by the Helsinki waterworks is not well suited for the removal of dissolved manganese which is thus carried into the distribution networks where it precipitates. This manganese can get loosened up for various reasons and the result is a case of a serious deterioration of water quality in the network.

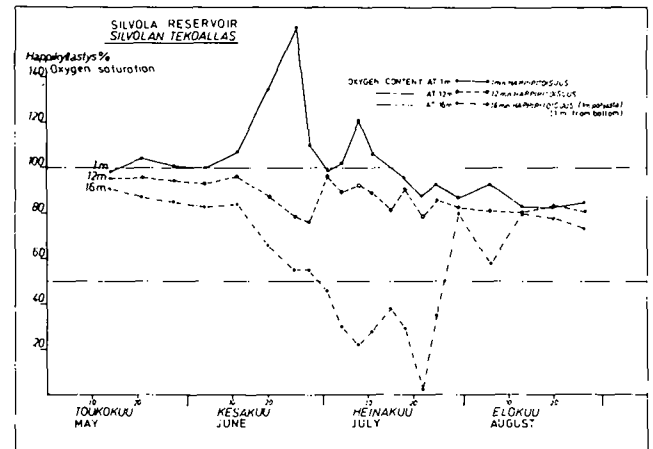
Occurrence of Phytoplankton

The nutrient content of the Vantaa River is high (e.g. total P approx. 0.2 mg/1). As a result of this extensive blue-green algae bloom occurs both in the river and especially the reservoir.

Experience has shown the most harmful species of blue-green algae to be *Oscillatoria*, *Anabena* and *Microcystis*, the total of which is approximately 0.5-1.0 mg/1. The algal bloom is at its most abundant at the end of July and the first days of August when the temperature of the water is at its highest.

3. Improvement of water quality through arrangements in the reservoir

The factors lowering water quality in the Silvola Reservoir are algal bloom and the deterioration of the oxygen balance in the hypolimnion resulting from it. A typical example of this is the situation in 1974, shown in Fig. 4. In this Figure the oxygen content at 1 m shows the oversaturation of oxygen due to algal assimilation and thus indirectly the amount of phytoplankton.



Kuva 4 SILVOLAN TEKOALTAN HAPPIILANNE V.1974

Fig. 4. Oxygen content in Silvola reservoir in 1974

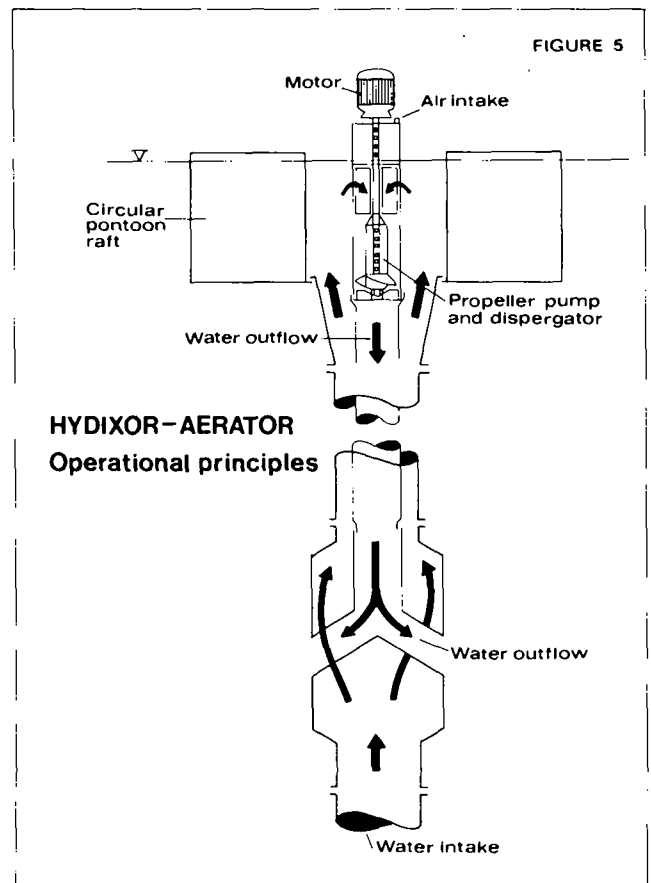


Fig. 5. Hydixor-aerator. Operational principles

A reduction of the algal growth in the reservoir has been considered necessary because of the problems it causes to water treatment. Copper sulphate has been used for algae prevention; the concentration has been during the last years 0,35 mg Cu SO₄ × 5 H₂O/1 per the uppermost 2-meter stratum of water. It has generally been necessary to treat the reservoir only once during the summer; no disadvantages have been noted as a result of the treatment.

The oxygen balance of the hypolimnion has been improved with:

- aeration
- siphons
- water circulation.

The improvement in water circulation means that the reservoir's detention time has been shortened by leading part of the water taken to the treatment plants

back to the water intake.

The best method for reservoir water aeration/oxidation has so far proved to be a device developed in Finland called Hydixor. This aeration apparatus, the principle of which is shown in Fig. 5, raises the hypolimnion containing little oxygen to the surface, where it receives additional oxygen, and returns the water to the depth desired.

During 1980 when the apparatus was in test operation in the reservoir, it functioned faultlessly and kept the oxygen content of the raw water at the level required. When for example, the oxygen content in 1971-1979 during June-August was 73,4% (of the saturation value) on the average with a minimum value of 57%, the corresponding values for 1980 were 79,4% and 73%. Oxygen saturation was clearly higher than average because of aeration.

J. D. Ross and J. A. P. Steel, Thames Water Authority, London.

The storage of surface water before treatment and distribution to the consumer, apart from lessening the chance of a water shortage, may also result in quality changes which can be of considerable benefit. Unfortunately such storage can also result in a disadvantage, particularly when the storage of large quantities of eutrophic waters are concerned.

The manner of storage may differ greatly. At one extreme, advantage may be taken of natural ground contours which, with appropriate damming, can produce impoundments of quite complex shape. In contrast, wholly man-made reservoirs may be formed by a complete embankment, generally of relatively simple shape and possibly containing internal baffles.

Within this range there exists a large variety of shape, size and availability of control. Such reservoirs and impoundments may be fed predominantly either by natural flows or off-stream pumping. Where multiple storage systems exist, there is the possibility for operation in a variety of modes. For example, in series of cascades, in parallel or in alternation and either continuously or intermittently.

The nature of the input water and the size, shape and mode of operation of the reservoirs, in association with the biological and physio-chemical processes which can occur in natural waters, dictate the predominant quality behaviour of the storage and hence the effects experienced by the subsequent treatment system. The end result will be very much climate dependent.

The relatively quiescent conditions experienced by water in storage usually permits considerable deposition of incoming suspended material. This will also carry adsorbed chemical and biological pollutants to the bottom. In some circumstances the period of storage may allow the formation of large algal populations which can interfere both directly and indirectly with subsequent treatments. Where multiple storage facilities exist, the anticipation of these blooms forms an important part of the management effort.

In many areas, the stored water may thermally stratify. This can lead to considerable chemical deterioration of the deeper waters because of their de-oxygenation. The soluble salts of iron and manganese may then appear in solution, and, eventually, considerable quantities of hydrogen sulphide may be produced.

Such various time and weather dependent processes result in a variation in the quality of output water which it has been found is partly related to the average period of storage and partly to the proportions of water stored for a shorter or longer period. Thus the amount of

mixing which has occurred, either by natural or artificial means, will influence output water quality. Artificial mixing may also so alter the conditions of storage that a considerable influence on algal growth, heat transfer and chemical kinetics, for example, may occur. By informed design and controlled operation this influence can be made very beneficial to the system as a whole.

Artificial mixing may be achieved using either water or air. Mixing water may be all or part of the input water, or be internally derived. Air may be injected at relatively localised sites or on a more widespread basis using perforated piping. The relative costs of the installation and operation of such schemes are usually small. Other appropriate control measures seek to re-oxygenate deep waters, remove algal nutrients and/or bottom deposits, vary outlet arrangements and encourage beneficial biological and chemical interactions.

The implementation of such control measures should be made in an informed manner and is dependent upon the collection of appropriate samples, automatic monitoring and the study of simple models, both static and kinetic, of the processes of importance to the treatment system. The advent of micro-computers makes such monitoring and modelling easily achievable at a relatively modest cost.

Turning briefly to the public health benefits which can be expected, which is an aspect which engaged the attention of Zeit et al in 1903 and Houston 1908-11, in a series of brilliantly devised and executed experiments they were able to demonstrate quite conclusively using organisms such as *Salmonella Typhi* and *Vibrio cholerae* that even where the source of water was a sewage-polluted river, thirty days storage prior to filtration should suffice to provide a safe water. Again, the rate of reduction of human pathogens and the more commonly looked for indicator organisms is influenced by climatic conditions and other physical factors. In more recent times, storage has also been demonstrated to have a beneficial effect by reducing or eliminating enteroviruses, these effects are particularly temperature related. Recontamination by birds can be a problem.

Other benefits which may accrue, if the period and conditions of storage are suitable, can result from biochemical processes which result in de-nitrification and bio-degradation.

Looked at overall, a correctly operated storage system has many benefits to offer the operator and ultimate consumer. Houston's conclusion that "an adequately stored water was a safe water" is as true today as when published at the early part of the century.

Regeneration of Activated Carbon

Régénération du charbon actif

LIBRARY
International Reference Centre
for Community Water Supply

Author: C. Gomella (France)
Auteur:
Leading Contributors: T. Nemeth & L. Melin (Sweden)
Contributeurs: Dr. J. J. Rook (Netherlands)
Principaux: Dr. B. M. van Vliet (South Africa)

Cyril Gomella, Consultant Engineer, Paris, France.

1. Introduction

1.1 Filtration on activated carbon is now becoming a conventional process in water treatment. As the carbon becomes saturated during use it has to be put through a regeneration process.

Several methods for the regeneration of activated carbon in powder form have been put forward. However, these methods are still at the pilot stage or, at best, are limited to isolated cases. Hence, they have been omitted from this report that deals exclusively with granular carbon. A comparative appraisal of the different regeneration techniques would mean including a great number of factors the detailed analysis of which would be beyond the scope of a 3000 word report. Our paper is therefore based essentially on the regeneration techniques generally accepted at the present time, or that are hopefully feasible in the near future.

Among the relevant criteria of choice we should like to mention the following parameters although none can be considered as decisive factors:

- handling and transportation conditions for transferring the carbon from the filter to the place of regeneration and vice versa;
- the possibility of in situ regeneration;
- the down time of water treatment plant as a result of regeneration operations.

1.2 Complexity of the phenomena involved

The engineer, and even more so, the plant management executive, tends for purely practical reasons to simplify the vocabulary, hence the definition of the problem involved. He will talk for instance about "new" and "saturated" activated carbon, of pollutant leakage, of activated carbon that is renovated after regeneration.

This report has therefore been drafted in the same spirit so as to avoid going into fractions of the problem at great length without clarifying the general principles that alone interest the decision-makers. One must not lose sight, however, of the fact that adsorption depends on the physical status of the solid medium, the chemical status of its surface and of the water, as well as on the physicochemical nature and concentration of the substances to be adsorbed. There is also the fact that the different adsorbable substances vie with each other and so allowance must be carefully made for any conflicting or synergetic effects.

The same considerations apply to the process of regenerating so-called saturated activated-carbon when assessing the results of regeneration and the overall economy of the process. In a more precise approach, it would be necessary to determine whether the regeneration process simply eliminates the adsorbed substance, or whether, in doing so, it modifies the

physical status of the carbon structure and the chemical status of its surface. In other words, is regenerated carbon a phoenix that is restored to its initial condition or does it come out a different bird? Critics reading this report may justifiably contend that it leaves out, albeit on purpose, certain side issues that would elucidate points of detail that are of the greatest scientific importance.

2. Different methods of regeneration

The different techniques can be classified as:

- thermal
- chemical
- by solvent
- biological

The first inevitably involves transferring the bed of granular carbon to the regeneration point. In situ regeneration, ie in the filter itself, can be envisaged for the other three, with certain special arrangements and providing the material and surfacings are suitable for the contact with the reagents utilized. Biological regeneration is, however, the only system that can be inserted in the filter, depending on the treatment line, with only a minimum of alteration. As matters currently stand, thermal regeneration is the most commonly used method. Chemical regeneration (as opposed to initial activation) and solvent regeneration are still at the experimental stage, while biological regeneration leads to much thinking and testing and future developments of the highest scientific interest in a different form.

3. Thermal regeneration

(see Fig. 1 (Page 8))

3.1 This most widely used method is the safest in the present state of the art.

The granular carbon is removed from the filter, transported to the treatment unit where, after a drying stage, it is heated to a very high temperature in a controlled atmosphere, modified by the admission of steam and return fumes. The adsorbed substances are thus extracted, volatilized and burned with a minimum ignition of the activated carbon itself. The fumes and smoke are then scrubbed and brought to a very high temperature in order to reduce atmospheric pollution hazards.

The regenerated product, of which the grain-size has been modified by the treatment, is then put through a screen/classifier that separates the residual fusible ashes from the fines.

The carbon is then reconditioned by the addition of coarse-grain activated carbon to balance the larger grains lost due to attrition or partial combustion.

3.2 Removal and transportation of the carbon

(see Fig. 2 (Page 8))

If the filter is of the column variety, the carbon can be extracted by means of a device provided on the filter. In the case of an open filter, similar to an ordinary sand filter, a jet or other standard type of pump is used.

If a jet-pump is used, the filter is partly emptied and the jet-pump sucks up the product on the filter floor.

In the case of other pumps, the filter is left under water and the pumps are gradually lowered through the filtering media.

Stainless-steel or rubber-lined centrifugal pumps with wide through sections (like sludge pumps) or diaphragm pumps are suitable for this purpose.

To prevent stoppage, it is important to keep a fairly swift flow through the pipes about 1 m/sec, and avoid small-radius elbows.

The water + carbon mix is always sent to a drained tank where the carbon is dewatered before being carried to the treatment unit. (Final water content up to 50%).

The pumping unit should be able to handle 10 m³ of carbon per hour. The operation can therefore take a very long time if the filter is a large one and only one point of extraction has been provided.

The carbon can also be strained by using a screw and ramp strainer. The activated carbon, after straining, is transported by screw-conveyor or, less frequently, by belt-conveyor.

3.3 Reaction furnaces

Four types of furnaces are currently used:

- multiple-hearth vertical furnaces
- fluidized-bed incinerators
- rotary kilns
- infra-red electrical furnaces

3.3.1 Multiple-hearth furnaces

(see Fig. 3 (Page 9))

These consist of a vertical metal cylinder with refractory lining (concrete for diameters up to 750 mm, brick for larger diameters). The inside is divided into several horizontal compartments, positioned on top of one another, with alternate peripheral and central openings to allow the carbon to circulate between the compartments. The carbon enters the top of the reactor and works its way down through each compartment, stirred by a rotary scraper with several arms, one for each compartment. These arms are fitted with teeth that also draw the carbon towards the openings.

Inlet fixed at different points allow the heat to be controlled inside the compartments so as to expose the carbon to increasing temperatures during its displacement. Air vents are provided to admit a greater quantity of air than is required for the combustion of the fuel (oil, natural gas, propane gas).

This gives control over the destruction of the adsorbed products, and makes it possible to obtain the requisite degree of reactivation. The rotating arms are usually cooled from the inside.

3.3.2 Fluidized-bed reactors

(see Fig. 4 (Page 9))

These are vertical circuits with a single perforated hearth located at the bottom. The latter supports the incoming carbon load. It also admits and dispatches the air or gases injected from underneath so as to fluidize the mass of carbon to be regenerated. As in all fluidized-bed incinerators, the heat exchange efficiency is very

high and regeneration takes place quickly and thoroughly. It is to be remarked that these reactors, because of constructional problems could not, until recently, be designed for large unit capacities. Makers now tend, however, to propose much bigger models. In any case if fluidization is to be effective, the product must be relatively homogeneous as regards both density and granulometry.

3.3.3 Rotary kilns

(see Fig. 5 (Page 9))

These units are constructed in the form of a cylinder slightly inclined to the horizontal. They rotate slowly, stirring up the activated carbon that is displaced in a parallel direction to the centre line of the cylinder.

Their main advantage lies in the simplicity of their design and the fact that they are not sensitive to impurities in the carbon nor to irregularities of density of grain-size.

Depending on the constructor, the carbon moves in co-current or counter-current direction with the combustion gases. The counter-current solution is of more popular use. The burner, that is located of the cylinder, is near a steam inlet enabling the operator to control the atmosphere in the kiln at will.

3.3.4 Infra-red belt furnace

(see Fig. 6 (Page 10))

The above furnaces that are adapted from the conventional furnaces and incinerators used in other fields, all have the disadvantages of initial inertia (i.e. they take a long time to heat up) and residual load (i.e. what is left in the reactor at the end of the regeneration process), with the result that either a certain volume of carbon is tied up or the furnace must be emptied before being reloaded, thus disrupting operating conditions and increasing the energy costs. The belt furnace is an attempt to eliminate these drawbacks. Its operating principle consists of bringing the activated carbon for regeneration to the infra-red rays on a continuous conveyor made of high thermal-resistance refractory-steel netting.

As with the other reactors, the travelling carbon is exposed to the usual sequences i.e. drying, desorption and pyrolysis of the adsorbed substances and final activation. Loss through abrasion is reduced to a minimum. The quantity of exhaust gas is very low owing to the fact that the heating is performed by the absorption of infra-red rays and not by contact with fossil-fuel combustion gas. Regulation of the process, that depends on belt speed, the intensity of the rays at each point and the input of inert gas and steam, is very simple because, instead of playing on a process of combustion, it consists in modifying the input of electric energy acting directly on the carbon.

Thermal insulation is ensured by several layers of ceramic-fibre tiles.

This is a novel process that is quite out of the ordinary. It is worthy of careful attention on the part of water utility managers, particularly as capacities range from a few kg of coal/hour to nearly 1 ton/hour, making the system suitable, in the lower ratings, even for the smaller treatment plant.

3.3.5 The phenomena involved in thermal regeneration

Whatever the technology used to implement thermal reactivation reactors, the respective merits of which depend on the diligence of the individual constructor, the sequences of the process are basically the same, i.e. drying, pyrolysis, final reaction.

A straining system is automatically provided upstream the furnace so that the material is input with a moisture content of 45 to 55%, the content being measured in comparison with the wet material. This value can be considered for saturated carbon issuing from potable-water treatment lines, with the remark, however, that in the case of waste-water after tertiary treatment, the pores of the carbon will carry a far greater load of pollutant. Hence the moisture content can be lower and the input of energy required for evaporating the moisture may be different from what is needed in order to eliminate the pollutants by pyrolysis and combustion. To give a general idea, if the carbon contains 40% moisture: the *removal of moisture by evaporation*, superheating the stream produced to 450°C, heating the dried carbon to 95°C, allowance made for loss of heat, the energy required is about 750 kWh of a ton of dry product, i.e. 1,7 tons of strained carbon (the water to be evaporated accounting for 40% of the 1,7 tons referred to). On the other hand, we note that the input of calories required at this stage can be supplied to a certain extent by the gas generated in the pyrolysis and reaction zones. This point is moreover stressed by those in favour of counter-current gas-carbon displacement. In the *pyrolysis zone* the final temperature of the gases should reach 760°C.

To give a good idea as to the energy needs, we shall assume that the carbon being regenerated is saturated and contains 300 kg of pollutant matter, of which the energy required for decomposition is about 270 kWh per ton of pollutant, the pyrolysis will require the input of:

81 kWh to decompose the pollutants

90 kWh to heat the pollutant to between 95°C and 760°C

302 kWh to heat the carbon from between 95°C to 870°C

473 kWh for 1 ton of dry contained in the material issuing from the dewatering zone without allowing for heat losses.

According to the technology applied, this energy will have to be at least partly brought in from outside or may possibly be supplied by the combustion of the gases generated in the pyrolysis zone which, depending on the pollutants adsorbed, can serve as fuel. In favourable circumstances, it will simply be a matter of correctly dosing the input of air and steam.

In the *final reaction zone* the aim is to eliminate as far as possible by combustion, the non-gasified pyrolysis products (e.g tar), left over from the previous stage, without seriously impairing the carbon which is the pure product one desires to obtain from the regeneration process.

This phase is, in fact, the one that most escapes our knowledge since it is a matter of dealing selectively with the mutual tendency of the carbon and the residual tar to consume each other. Though the characteristics prevailing in the atmosphere surrounding the carbon, such as temperature and composition, are important, factors such as the porosity of the carbon and the composition of the tars that, in turn, depend on the initial nature of the adsorbed pollutants. The areas on the carbon occupied by the tar, also play an important part. This is indeed the phase where the know-how of the regeneration operator, and the knowledge he has derived from the trial and error method in previous regenerations, is of capital importance. A few general rules can, however, be put forward with reserve. It appears that by extending the reaction time and slowly lowering the temperature the effect of gasification, specific to carbon, can be reduced.

Although a higher temperature offers the advantage of shortening the final stage (hence, of reducing the size of the reactor) it also induces enlargement of the pores (indicating less iodine and more treacle). Likewise

an increased amount of steam enables the iodine factor to be maintained.

In order to determine the area of the reaction zone, it can be said that, in a multiple-hearth reactor, 0.2 m² of reaction compartment should be provided per K/hour and that it is often considered economic to increase this area to 0.3 m²/K/h.

The outside sources of energy are often resorted to at this stage (fossil fuel) and possibly steam and neutral gas. (See Fig. 7 (Page 11) perspective view of multiple-hearth reactor).

3.6 Energy and capacity

The total needs in make-up energy for the regeneration process, including manipulations round the reactor and post-combustion of the gases, according to documentary sources, range from 1 to 4.5 kWh per K of regenerated carbon. The most likely values will be nearer the highest of these figures and it is prudent to count on 4 kWh/K of renovated dry carbon. This does not include the infra-red belt reactor for which 2.5 kWh/K of carbon can be accepted as a feasible value, with some reserve however. The loss of carbon during regeneration is between 5 and 12%. This depends on the kind of reactor used, the type of mechanical stirring and the way in which the reactor is controlled. The constructor of the infra-red reactor claims only 3% loss for his reactor, and even less. The capacities reported in the available publications on industrial installations in service are in the region of 800 to 55,000 K/day (24/24 h).

The infra-red reactor can be supplied for a capacity of as little as 120 K/day and can even be under-used without serious waste of energy, owing to its low thermal inertia.

3.7 Cost

This is a difficult subject to approach with regard to water distributors; yet, the cost of the regeneration is approaching the half or the two thirds of the price of activated carbon, regeneration including reactivation, screening/classification, making good the losses, re-adjustment of granulometry and transportation. An important remark must be made concerning the values quoted in publications, and which more often than not refer to carbon having been used for the tertiary treatment of waste water or the final treatment of industrial products. In such conditions, the carbon contains far more adsorbed matter than carbon issuing from potable-water plant. Hence, its regeneration takes longer, consumes more energy and losses are greater.

The cost of factory regeneration will depend principally on adapting the capacity of the reactor to the flow of incoming carbon. The most favourable result is obtained by continuous processing which is economical as regards investment and energy costs but involves heavy labour costs (night shifts).

In view of the present concerns of water treatment managers and the development of the use of activated carbon, constructors are beginning to offer very low-capacity reactors e.g 5K/h or 120 Kg/day. However, in the current state of affairs, only reactors of significantly greater size can be considered as equipment of power reliability. To conclude, thermal regeneration at the water treatment plant cannot be safely contemplated except for units requiring at least a ton of regenerated carbon daily. For potable-water treatment plant, where the carbon only needs regenerating at relatively long intervals, this represents a considerable capacity.

Assuming that there is a reasonable utilization of the carbon representing an average of 4 m³/h per cubic metre of filter bed, i.e 4 m³/h of filtered water for 500 Kg of carbon, the daily capacity of the plant for different

frequencies of regeneration is shown in the following table. The apparent density of the media is 0.5, corresponding to high quality carbon in France and the U.S.A.).

"Average capacity" potable-water plant km³/day

Monthly replacement frequency	1	3	6	12	24
Furnace 1t/day	6	18	36	72	144
500k/day	0,3	9	18	36	73
100k/day	1,6	1,8	3,6	7,2	14,4
Treat. rate g/m ³	67	56	28	14	7

The nominal capacity of the plants can be calculated by applying a factor of 1.5, for instance 54.000 m/d for 36.000 m/d in the above table.

The equipment non available on the market therefore makes it feasible to contemplate the installation of thermal regeneration plant at the treatment station, provided the latter is of a sufficiently large capacity and replacements take place at a reasonably acceptable frequency. This is a solution that will gradually be extended to smaller plants, as and when the design of reactors under 1 ton/day is perfected, especially if water distributors grow more flexible as regards the frequency at which the carbon is to be replaced to ascertain the cost of regeneration, each case must be studied separately within the scope of a detailed technical and commercial study. To get a rough idea, one can, however, base estimations on studies carried out in the U.S.A., the results of which are shown in comparative terms on Figure 8 where the unit price 1 = the price of treatment on new, non-recoverable carbon delivered at the rate of 100k/day, including the price, carriage and storage of the product, the removal of saturated carbon, its replacement by new carbon, assuming that the reactor used is a multiple-hearth furnace.

According to this survey, the amount of carbon per day beyond which the scale advantage quickly diminishes is around 4 k/d, the cost of regeneration at the treatment plant being 5 times less than that of the lost carbon and more than 3 times less than that of regeneration by the supplies.

A look at table n° 1 tends to indicate that, as matters stand, water distributors are reasonably willing to accept the cost of lost carbon treatment, replaced every two years, i.e, a treatment rate of 7 g/m³. A curve can be drawn from the data in Figure n° 2 that will give the same cost for more frequent replacements compared with the nominal capacity of the treatment plant (average from rate = 2/3 of the nominal flow rate). According to this study, regeneration at the plant would come out roughly the same, costwise, as regeneration by the supplier for a nominal flow rate of 70.000 m³/d), in other words, about 300 kg/d of regenerated carbon.

The second remark concerns the quality that can be expected by frequent renewal of the carbon. The equivalent treatment rate (g/m³ of carbon) uses rapidly for an identical price up to 3 tons/day of carbon i.e. with the increase in nominal capacity, a renewal rate of every 3 months, sufficient to produce excellent quality water, is reached at a nominal capacity in the region of 400.000 m³/d. Some data on the prices of material or operations that can be generalized are annexed hereto. Cost analysis is a complex process depending largely on local factors that can lead to considerable discrepancies from one case to another.

3.8 Result of thermal regenerations

Well conducted, thermal regeneration can be

considered as fully satisfactory from the general point of view of the operator. According to the usual parameters, the product is restored practically to its initial condition. In actual fact, changes in grain size, porosity and surface physiochemical status are often observed. Nevertheless, if regeneration is properly handled by competent personnel, these differences will be of secondary importance compared with the practical results.

Data on these results are also annexed to this paper.

3.9 Training of personnel—Maintenance

Handling thermal regeneration is not beyond the ability of the workers normally employed in fairly large treatment facilities.

Experience has proved, however, that well-trained specialized men, whose training has been supervised by the furnace-maker for a long period (say, one year) are essential, for regeneration is anything but perfect standard operation. It must always be, to some extent, adapted to the case in point. This is yet another reason why, in the present circumstances, regeneration at the treatment plant cannot reasonably be contemplated for the smaller installations and the endeavours of manufacturers to produce small reactors must include a maximum of automation and be backed by the creation of train-facilities for operating personnel.

4. Regeneration with solvents

4.1 If the adsorbed matter is soluble in an organic solvent it is susceptible to extraction from the carbon and to being recovered, if required, by distillation for instance.

These techniques have been above all studied and applied in cases where activated carbon is used for the recovery of substances considered to have some economic value. Their application for the regeneration of activated carbon in potable-water treatment is for the moment purely theoretical.

The qualities of the solvent required are:

- high solvating capacity
- easy to elute
- low boiling point (for recovery)

4.2 The following table gives the processes mentioned in the relevant literature:

SOLVENT	NAME	REMARKS
Isopropyl alcohol at 80°C	ROVEL DEGREMONT	After chemical treatment
Methanol at 60°C	MISC- JAPANESE	Often associated with chemical treatment
Acetone	MISC- JAPANESE	With hydroquinone
Methyl ether	JAPANESE PATENT	At 25°C in presence of ammonia
Propylene di-chloride *Methanol	COSTOLI	

4.3 In the present state of the art, these processes do not appear to be applicable to the treatment of potable water for technological reasons. The problem of health hazards due to the disposal of solvent residues has not yet been examined.

5. Chemical regeneration

5.1 According to the different publications and from the writer's own experience, it is possible to obtain at

least partial regeneration of saturated carbon in potable-water treatment plant by using reagents.

Certain chemical reagents have little or no effect.

Chlorine, chlorine dioxide, bromine, permanganate of ozone (that disintegrates), formic aldehyde

Other reagents, used separately or combined, achieve partial regeneration:

Sodium bichromate, sodium persulfate, sodium peroxide and, more generally, all strongly basic and strongly acid substances, and iodine. Peroxide, that is given by several writers as a possible regenerant, has shown no significant results when used alone. It became however averagely effective after acid or basic pre-treatment.

5.2 *In favourable cases, the following results are probable:*

- the regeneration of the adsorption capacity will be no more than 60%
- the leakage of pollutants estimated in terms of TOC and UV adsorption is high (20%)
- regeneration efficiency is low compared with the adsorption capacity of large molecules.

5.3 Hopes founded on a cold chemical process that, with a few adjustments, could be implemented "on site" in the filter, have not, until now, been rewarded:

- the oxidizing agents with which the water processor is familiar have proved disappointing
- other reagents produce too slight an improvement, considering the complications involved in applying the processes concerned, the fundamental changes that would have to be made in the construction of the treatment plant and the cost of regeneration
- last, but far from least, the chemical regeneration solutions when withdrawn from the filter bed cannot be discharged into the natural environment, nor to ordinary treatment plants. There is little real hope of neutralizing the solutions after use and, moreover, rinsing the filters after regeneration would generate polluted washwaters entailing a very serious disposal problem.

5.4 In conclusion, although chemical regeneration continues to be of scientific interest, it cannot be seriously contemplated in potable-water treatment plants for the time being.

6. Biological regeneration

(see Fig. 9 (Page 13))

6.1 Phenomena of biological degradation in activated carbon beds have been observed now for the last fifteen years or so. In the field of potable water, activated carbon beds have been used in treatment plants as physio-biological reactors in which the carbon acts simultaneously as an adsorbant and as the heart of a biological degradation process.

The ROUEN-LA-CHAPELLE, FRANCE facility offers a typical example of this.

6.2 These observations have led researchers to wonder if such a process could be used for the regeneration of saturated carbon. It is to be remarked here that, practically speaking, water processors have actually been using this phenomenon of biodegradation by restricting the frequency with which the carbon is renewed, mainly for economic reasons. Activated carbon, that should normally become completely saturated (i.e leakage 100%) within a few weeks, goes

on supplying for 1 or 2 years water partly relieved of the adsorbable pollutants (leakage 60% to 70%). One is tempted to conclude, although it is not really demonstrated, that the adsorption capacity of the carbon is partially restored by a concomitant process which, in all probability, can be assumed to be mainly of a biological nature. In ROUEN-LA-CHAPELLE, zooglae were detected together with a decreasing oxygen gradient. It can be deduced that this process is connected with adsorption, on the grounds that a conventional bacterial bed in the same conditions (and in particular with the initial pollutant concentration) does not give the same results.

6.3 Experiments on the degradation of products, with or without the presence of activated carbon, have demonstrated that activated carbon has a synergetic action in relation with the degradation of the TOC. As the pores of the carbon are in the range of 10 to 100 Angströms, it is difficult to see how the bacteria could get inside the finest micropores and cause degradation of the adsorbed substance. One theory attributes this to exoenzymes, measuring about 10 Angströms, that could therefore cause a phenomenon of digestion and hydrolysis inside the smallest pores, thus leading to the initial stage of degradation. The degradation products will then migrate towards the outside and they are, in any case, immune to aggression by other exoenzymes. The theory of penetration by exoenzymes has recently been confirmed by the work of GAID and MARTIN who demonstrated that acid phosphatase was effectively adsorbed by the mesopores of the activated carbon. Moreover if activated carbon is saturated with marked phenol and then exposed to a biologically active environment, it gradually releases the radioactivity to the carbon-dioxide produced and new cells appear on the biomass.

6.4 *Experiments in biological regeneration*

It is taken for granted that carbon saturated with biodegradable substances will absorb the oxygen and trigger anoxic, or anaerobic, biological phenomena.

It has also been noted that if a biomass is allowed to stand and is slowly irrigated with oxygen-bearing water, its adsorption capacity will be partially restored.

It is for this reason that biological regeneration experiments have consisted in putting biological filters out of operation and exposing them to a variable period of aeration, with or without injecting oxygen from other sources. Experiments conducted systematically and for periods of aeration of up to 30 days authorize the following conclusions:

- the addition of extra oxygen does not lead to improvement as compared with test results in atmospheric conditions only;
- 48 hours' aeration is sufficient to achieve a regeneration level that is only very slightly enhanced if the aeration period is extended to 30 days
- the regeneration rate varies according to the parameters by which it is assessed. It is however partial, but not insignificant i.e about 1/3 of the original adsorption capacity;
- differences of behaviour are observed for different qualities of regenerated carbon according to the size of the molecule to be adsorbed and of the behaviour of the regenerated carbon with regard to the description of these molecules. However, in real terms, all the results are equivalent.

6.5 Biological regeneration by aeration is the process that enables the filter to be used without noteworthy modification to the filter itself. If aeration has not been

conducted at a rate that matches the washing operation, it is enough to have the carbon under water in aerobic conditions, injecting a slow or intermittent current of blown air. The down-time of the filter (24-48 hours), although a restrictive factor, is not necessarily prohibitive. Biological regeneration can therefore be considered as a partial regeneration technique that is worth studying and the economy of which should be analyzed taking into account its effect on the frequency of thermal regeneration and/or the average quality of the filtrate obtained.

In any event, it is a technique that gives similar results to those obtained with cold-process chemical regeneration, but it is more competitive inasmuch as it requires no alteration to the filters and associated equipment.

6.6 The logical development of the process naturally tends towards continuous biological regeneration, i.e., filtration by adsorption through a bed of granular activated carbon, exposed to constant aeration (in a conventional aerated or fluidized bed).

Constant aeration destroys or hampers physical clarification that must be performed before or after adsorption. A remarkable example of such a sequence is the "BIOCARBONE" process that will not be discussed in detail since it is the subject of special report no° 9 presented to this Congress. The technique consists of using a layer of activated carbon of a given grain size, exposed to continuous aeration, followed by a filtering layer (usually sand).

Filters of this kind have been commissioned at ANNET SUR MARNE (see Figs. 10 and 11 (Page 14)).

7. Conclusion

The possibility of regenerating granular activated carbon in acceptable industrial and economic conditions has become a necessity for water treatment managers, the reason being that the physical, chemical, and biological properties specific to the use of granulated carbon are in ever increasing demand for potabilisation lines.

A FEW COST FACTORS

— Handling of carbon in water treatment plant including removal, re-positioning including equipment	300 FF/ton
— Transportation of product to tank in bulk (within radius of 200 K round regeneration unit)	700 FF/ton
— Reactivation — classification — screening with make-up and grain-size adjustment to original status	3 000 FF/ton

This brief survey of the main regeneration processes available shows that, technically speaking, the problem of total regeneration is solved by thermal regeneration. This, on the other hand, involves costly investment and specially trained, highly-qualified operating personnel, only feasible in the case of large-scale potable water plant.

The practical result is that the corresponding regeneration costs are often a deterrent and entail a heavy back-charge on the cost of water per cubic meter. Regeneration in large-capacity plants makes it possible, however, to increase the replacement frequency at prices that look like being acceptable. This situation should improve rapidly, provided the indispensable technological R and D already accomplished is pursued and encouraged. With regard to the regeneration process as such, significantly improved results can be anticipated involving less frequent regeneration runs. Certain minor changes in the operating procedure would be necessary (including a slight decrease in the final temperature) in favour of methods hitherto more commonly applied to the regeneration of carbon used in the tertiary treatment of sewerage or the final treatment of industrial product, rather than for potable water treatment. The thermal method is the most widely applied nowadays and the most efficient. It can be developed still further, in particular by exploring all the improvements that could lead to a greater number of cases where "on-site" regeneration would be economically feasible.

Supplement 1

REGENERATION EFFECT Carbon 1

	New activated carbon	Exhausted AC to be regenerated after 18 months	AC rotary kiln outlet	AC screen outlet	Post-regeneration AC after make-up
Density	0.470	0.500		0.483	0.454
Adsorb capacity (CCL 4%)	50.3	38.8	55.7	55.7	56.2
Adsorb capacity (IODINE %)	119	93			119
Ashes %	4.1	4.9			4.9
Volatile % substances	12.7	17			11.5
Reject 10 (2mm)	3.9	2.7	2.7	3.4	3.5
10 × 20	93.7	94.6	92.9	94.0	94.2
Pass 20 (0.84mm)	2.4	2.7	4.4	2.6	2.3

Supplement 2

REGENERATION EFFECT Carbon 2

	New activated carbon	Exhausted AC to be regenerated	Post-regeneration AC
Density	0.517	0.552	0.517
Adsorb capacity (CCL 4%)	62.7	51	65.3
Adsorb capacity (iodine %)	140	101.5	134.8
Ashes %	1.5	11.8	1.4
Volatile substances %	13	26.5	13.6
Reject 12 (1.68mm)	3.9	6.5	1.7
12 × 30	93.5	90.6	95.4
Pass 30 (0.59mm)	2.6	2.9	2.9

remembering however the various constraints connected with on-site thermol-regeneration facilities, such as the effective life-span of the regeneration plant, the consequences in the event of absence of personnel, atmospheric pollution, and the quality guarantee required of the regenerated product. All these factors will influence the water distributor choice of a regeneration system, the flexibility of the process must also be born in mind. For example the possibility of regenerating different types of carbon in the same plant will leave the distributor free to switch to any better product that may be later marketed.

Chemical or solvent techniques result in partial regenerations but at the cost of highly complex operations producing polluted waste. Their utilization in potable water treatment seems to be out of the question in the near future. Biological regeneration, as such, is of undoubted interest and worth establishing more clearly by means of studies on pilot units and on an industrial scale. Although it brings only partial results, it can be used without significant alterations being made to the conventional filters, other than a light aeration process either continuous or intermittent, maintained 24 hours out of 48 hours. Experience alone can tell whether in each individual case, the filter down-time will be advantageously balanced by the extended regeneration time. The system can be handled by the normal operating personnel.

There is, on the other hand, at least one indirect biological regeneration method, illustrated by the

"BIOCARBONE" process, that does require some change of the existing filters. In exchange, however, it offers an association of several low reagent-consumption clarifying and polishing actions. This subject is dealt with in another report addressed to this Congress. Lastly we invite members to reflect on the notion of regeneration after this paper is read, because it is not as simple a matter as it may first seem. The best way to approach the problem is not forcibly to try and restore systematically to the regenerated carbon its as-new characteristics. The alternance of short and simplified regeneration runs judiciously sandwiched between long and far more complex procedures is an attractive compromise towards which we should perhaps strive. It is high time we dropped past experience with sand filters and the initial activation of carbon, as a basis for thinking out the future of activated carbon, and began reasoning along the lines of a filtration strategy that would integrate a slow decrease in the performance ratings of activated-carbon reactors over a long period while remaining above the minimum allowable threshold. During this period the mass of carbon would undergo frequent renovations on site and in due course a full-scale regeneration process or total replacement.

In fact regeneration means clearing active sites by pyrolysis, gasification, or through the action of enzymes, solvents or chemicals. The crux of the matter is finding the optimum fraction of these sites we should seek to clear.

**BIOLOGICAL RE-ACTIVATION
EXEMPLE ROUEN LA CHAPELLE**

	New AC	After 1 year	After 2 years	After 3 years	After 4 years
Density	0.551	0.541	0.553	0.544	0.554
Adsorb. capacity CCL ₄ %	62.7	55.7	54.2	51.0	52.2
Retention capacity %	38	27.3	32.6	25.4	29.3
Adsorb. capacity iodine %	140	124.6	96.9	109.3	110.3
Ashes %	2	3.1	1.3	1.7	2.2
Chloroform extract substance %	0.10	0.33	0.52	0.57	0.3
Effect. rate mm	0.62	0.57	0.63	0.57	0.58
Uniformity factor	1.92	1.98	1.95	1.95	1.98

Cyril Gomella, Ingénieur Conseil, Paris, France.

1. Introduction

1.1 La filtration sur charbon actif devient aujourd'hui une opération traditionnelle des procédés de traitement des eaux. Le matériau se sature au cours de son emploi. Se pose par conséquent le problème de sa régénération.

Des méthodes de régénération du charbon actif en poudre ont été proposées; ces méthodes restent encore au stade pilote ou tout au moins de cas isolés et ne seront pas traitées dans le présent rapport qui se limitera à la régénération du charbon granuleux. L'appréciation comparée des différentes techniques de régénération entraîne la prise en considération de très nombreux facteurs dont l'examen détaillé ne pourrait tenir dans le cadre forcément limité d'un rapport spécial de 3000 mots. Celui-ci s'articulera principalement autour des différentes techniques de régénération actuellement acceptées et de celles dont l'emploi peut être envisagé à l'avenir avec un espoir raisonnable.

Parmi les paramètres de choix connexes, mais qui ne peuvent être d'un poids déterminant, il faut mentionner:

- les différentes contraintes de manipulation et de transport de charbon entre le filtre et le point de régénération et vice versa
- les possibilités des régénérations in situ

- la durée d'immobilisation des ouvrages de traitement des eaux liée aux opérations de régénération.

1.2 Complexité des phénomènes en cause

L'ingénieur et plus particulièrement le responsable d'un service d'exploitation est poussé pour des raisons pragmatiques à simplifier le vocabulaire et par voie de conséquence la définition des processus en cause. Il parlera d'un charbon actif neuf, d'un charbon actif saturé, d'une fuite de polluants, d'un charbon actif remis à neuf par régénération.

C'est dans cette approche qu'a été rédigé le présent rapport et ceci pour ne pas se disperser et éviter de négliger, successivement, que des fractions du problème sans dégager des idées d'ensemble qui finalement sont les seules qui intéressent les autorités de décision; cependant il faut toujours garder à l'esprit que l'adsorption est gouvernée par l'état physique de matériau solide, l'état chimique de sa surface, l'état chimique de l'eau, la nature physico chimique et la concentration des corps que l'on se propose à adsorber; il existe aussi une compétition entre les corps à adsorber et il faudrait en toute rigueur tenir compte également

des effets contrariants ou au contraire de synergie.

Les mêmes considérations interviennent dans le processus de régénération d'un charbon actif dit "saturé", dans l'évaluation du résultat de la régénération et l'appréciation globale de l'économie de ce processus. Il faudrait, dans une approche précise, déterminer si le processus de régénération se borne à éliminer totalement ou partiellement les corps adsorbés en libérant les sites actifs ou bien s'il modifie simultanément l'état physique du squelette de carbone et l'état chimique de sa surface. En d'autres mots le charbon actif régénéré est-il un phénix qui renaît semblable à lui même ou s'est-il transformé en un autre oiseau?

Des critiques du présent rapport, sans doute parfaitement justifiées, pourraient souligner le fait que l'exposé a pu, volontairement, négliger des digressions visant l'éclairage de points de détails qui par ailleurs ont un grand intérêt scientifique.

2. Les différents modes de régénération

Les différentes techniques peuvent être classées en :

- thermiques
- chimiques
- par solvant
- biologiques.

La première exige obligatoirement un transfert du lit de charbon granuleux vers le point de régénération; une régénération "in situ" dans l'ouvrage même du traitement des eaux (filtre) peut être envisagée dans les trois autres cas avec des aménagements spéciaux et l'emploi de matériaux et revêtements adaptés aux réactifs utilisés; de surcroit la régénération biologique est la seule qui, dans certains procédés, peut être appliquée dans le filtre même avec un minimum de modifications. Il faut dire, dès l'abord, que la régénération thermique est pour l'instant le procédé majeur, que la régénération (et non activation initiale) chimique et par solvant n'en sont qu'au stade d'étude mais que la régénération biologique conduit à de nombreuses réflexions et essais et à un développement plein d'intérêt sous une forme indirecte.

3. La régénération thermique

(cf figure 1 en annexe)

3.1 C'est le procédé le plus communément employé et le plus sûr dans l'état actuel des choses.

Le charbon granuleux est extrait des filtres, transporté vers l'unité de traitement où, après un séchage préalable, il est porté à haute température dans une atmosphère de composition modulée par de la vapeur d'eau et des fumées en retour, ce qui en extrait les matières adsorbées les volatilise ou les brûle en minimisant la combustion propre du matériau charbon actif. Les fumées sont purifiées et portées à haute température pour diminuer le risque de pollution atmosphérique.

Le produit régénéré, dont la granulométrie s'est trouvée modifiée par le traitement, est soumis à un triage-criblage qui sépare les cendres fusibles résiduelles et les fines.

Le charbon est ensuite conditionné par un apport de charbon actif de grosse granulométrie qui compense les pertes en grains de la plus grosse dimension, pertes dues à l'attrition ou à la combustion partielle.

3.2 Extraction et transport du charbon

(cf figure 2 en annexe)

Si le filtre du type "colonne" l'extraction peut se faire à l'aide d'un dispositif prévu sur le filtre lui même; si le filtre est du type ouvert, comme un filtre à sable

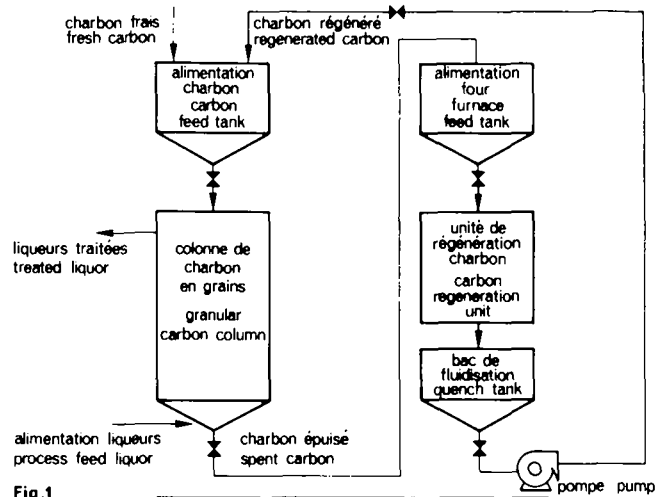


Fig. 1

DISPOSITION TYPE DES EQUIPEMENTS POUR LE CHARBON ACTIF EN GRAINS
TYPICAL EQUIPMENT ARRANGEMENT FOR GRANULAR ACTIVATED CARBON

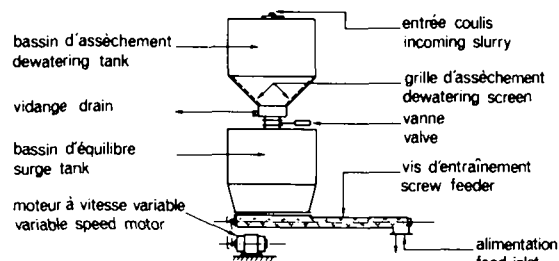


Fig. 2

BASSINS D'ASSECHEMENT ET D'EQUILIBRE
DEWATERING AND SURGE TANKS

classique, on utilise un hydro-éjecteur ou une pompe.

Dans le cas d'un hydro-éjecteur le filtre est vidé partiellement de son eau et la tuyauterie de l'hydro-éjecteur aspire au niveau du fond du filtre.

Dans le cas d'une pompe le filtre est laissé en eau et la pompe est descendue progressivement dans la masse filtrante.

On fait appel à des pompes centrifuges en acier inox ou caoutchoutées à larges interstices (comme dans les pompes à boues) ou encore à des pompes à diaphragme.

Pour éviter des bouchons il est important de maintenir une vitesse d'écoulement assez grande (voisine de 1 m/sec) dans les canalisations et éviter les coudes de faible rayon.

Le mélange eau + charbon est dans tous les cas envoyé dans une citerne drainée où le charbon est égoutté avant transport vers l'unité de traitement (teneur en eau finale 40 à 50%).

L'hydro-éjecteur ou la pompe ont une capacité individuelle de mobilisation de l'ordre de 10 m³ de charbon à l'heure. La durée de l'opération peut donc être fort longue pour un filtre de grande dimension si on n'utilise qu'un seul point d'extraction.

L'égouttage peut aussi être réalisé à l'aide d'une rampe-vis d'égouttage. Les manipulations ultérieures de charbon actif égoutté sont faites au moyen de transporteurs à vis et plus rarement de transporteurs à bande.

3.3 Fours de réactivation

Quatre types de fours sont d'un emploi courant:

- fours verticaux à soles multiples
- fours à lit fluidisé
- fours rotatifs
- fours électriques à infrarouge.

3.3.1 Les fours à soles multiples

(cf figure 3 en annexe)

Il sont faits d'un cylindre métallique vertical revêtu de réfractaire (béton jusqu'à \varnothing 750 mm, briques pour \varnothing supérieur). L'intérieur est divisé en plusieurs compartiments horizontaux superposés avec alternativement des orifices périphériques ou centraux permettant le passage du charbon d'un compartiment à l'autre.

Un racleur rotatif à bras multiples (un par compartiment) permet le brassage du charbon soumis à la régénération et son déplacement vers les orifices sous l'effet de dents inclinées disposées sur les bras. Le charbon cheminé de haut en bas en passant successivement par les compartiments.

Des admissions fixées en différents points du four permettent de régler la température des compartiments de façon à ce que dans ce cheminement le produit soit soumis à des températures croissantes. Des amenées d'air permettent d'introduire des quantités d'air supérieures à celles nécessaires à la combustion du carburant (fuel oil, gaz naturel, propane) ce qui permet de maîtriser la destruction des produits adsorbés et d'obtenir le degré de réactivation désiré. Les bras rotatifs sont généralement refroidis intérieurement par air.

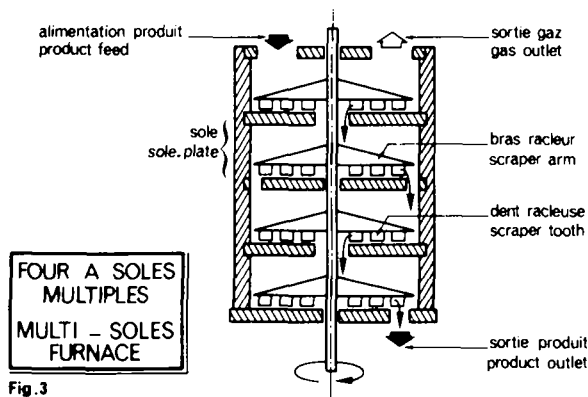


Fig. 3

3.3.2 Fours à lit fluidisé

(cf figure 4 en annexe)

Ce sont des fours verticaux munis d'une seule sole inférieure ajourée qui supporte la charge de charbon au repos et qui laisse passer et répartit l'air ou les gaz injectés à la partie inférieure qui fluidisent la masse de charbon à régénérer. Comme dans tout four à lit fluidisé l'efficacité des échanges thermiques est très élevée; la régénération s'effectue rapidement et complètement. Il faut remarquer que ces fours ne se prêtaient pas jusqu'à une date récente, pour des raisons purement constructives, à la réalisation d'ouvrages de capacité unitaire élevée mais les constructeurs ont tendance à proposer maintenant des unités d'une capacité importante; il faut noter tout de même que la fluidisation pour bien se faire demande, au départ, un produit d'une granulométrie et d'une densité relativement homogènes.

3.3.3 Fours rotatifs

(cf figure 5 en annexe)

Ils sont constitués d'un cylindre légèrement incliné sur l'horizontale et animé d'un lent mouvement rotatif qui assure le brassage du charbon actif et son déplacement parallèlement à l'axe du cylindre.

Leur avantage principal réside dans leur simplicité

constructive et leur indifférence vis à vis de la présence d'impuretés et de l'homogénéité de dimension ou de densité du matériau à régénérer.

Suivant les constructeurs le cheminement du charbon se fait à co-courant ou à contre-courant des gaz de combustion; le contre-courant est le plus couramment utilisé. Le brûleur placé à une extrémité du cylindre se situe à proximité d'une injection de vapeur permettant de maîtriser à la convenance de l'opérateur la composition de l'atmosphère dans le four.

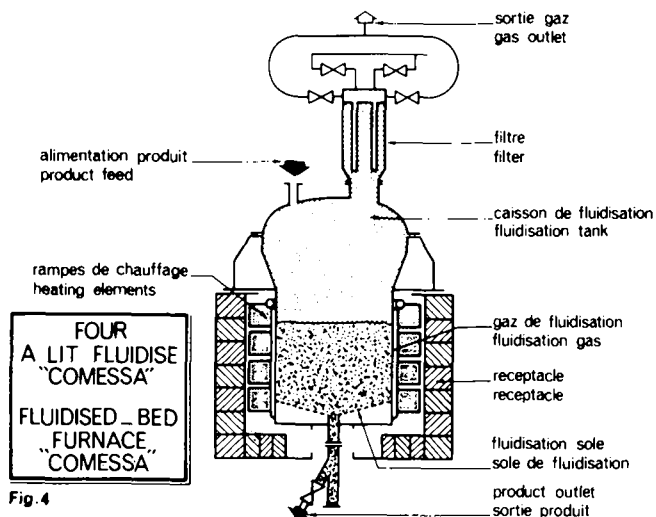


Fig. 4

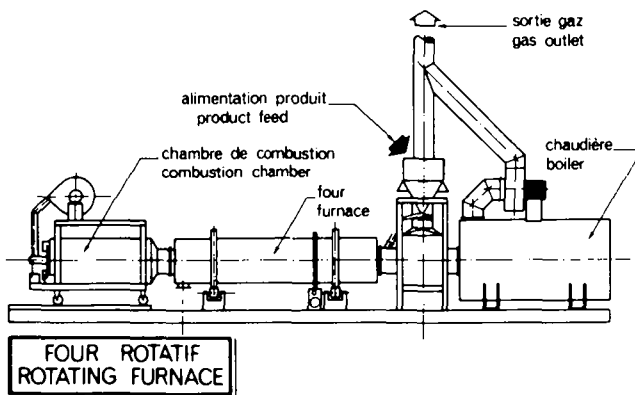


Fig. 5

3.3.4 Fours à réacteur à bande à infra-rouge

(cf figure 6 en annexe)

Les fours précédents qui sont une adaptation des fours et incinérateurs classiques utilisés en d'autres domaines importants présentent tous l'inconvénient d'une inertie thermique (longue mise en régime) et de l'existence d'une queue de chargement (contenu du four à la fin d'une régénération) qui conduit soit à immobiliser un volume de charbon, soit à vider le charbon du four sans le réalimenter ce qui perturbe les conditions opératoires et accroît la dépense en énergie d'une opération. Le four à bande cherche à éliminer ces inconvénients. Son principe consiste à amener le charbon actif à traiter sous des rayonnements infra-rouge au moyen d'un convoyeur continu formé par un treillage en acier réfractaire de haute résistance thermique.

Dans son cheminement le charbon, comme dans les autres fours, est soumis aux séquences habituelles: séchage, désorption et pyrolyse des matières adsorbées, activation finale. Les pertes par abrasion sont réduites au minimum, les volumes des gaz d'échappement sont très réduits puisque la mise en

température se fait par absorption du rayonnement I.R et non par contact avec des gaz de combustion de carburant fossile. La régulation du processus qui porte sur la vitesse de cheminement de la bande, l'intensité du rayonnement en chaque point, et l'apport de gaz inerte et de vapeur est très aisée puisqu'elle joue non sur une combustion mais sur une modulation d'apport d'énergie électrique à effet direct.

L'isolation thermique est obtenue au moyen d'une multicouche de tuiles de fibres céramiques.

C'est là un procédé nouveau, sortant des sentiers battus, qui mérite une attention particulière de la part des services d'eau d'autant plus que la gamme de capacités va de quelques K de charbon à l'heure à près d'une tonne/heure, ce qui ouvre, pour les faibles capacités, des possibilités d'emploi même dans des stations de traitement moyennes.

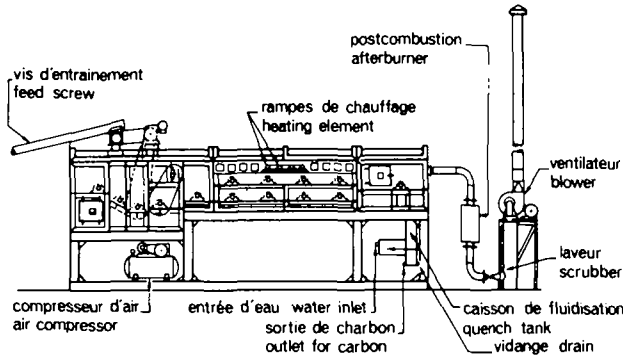


Fig. 6
FOUR INFRATEC-SCHUMACHER POUR REGENERATION DU CHARBON ACTIF
INFRATEC-SCHUMACHER FURNACE FOR ACTIVATED CARBON REGENERATION

3.3.5 Les phénomènes en cause dans une régénération thermique

Quelle que soit la technologie de réalisation des fours de réactivation thermique et dont la défense des mérites respectifs relève principalement de la diligence des constructeurs, les séquences sont fondamentalement les mêmes:

séchage—pyrolyse—réaction finale;

Le four est obligatoirement précédé d'un dispositif d'égouttage conduisant à alimenter le four avec un matériau tenant 45 à 55% d'humidité (la teneur étant évaluée par rapport au matériau humide). On peut retenir cette valeur pour les charbons saturés des traités d'eau potable en remarquant que dans le cas de l'épuration tertiaire des eaux résiduaires les pores des charbons étant beaucoup plus encombrés de polluants les teneurs en eau peuvent alors être plus faibles et l'apport d'énergie nécessaire à l'évaporation de l'eau peut être différent de celui nécessaire à l'élimination des polluants par pyrolyse et combustion.

Pour fixer un ordre de grandeur on peut noter qu'avec un charbon à 40% d'humidité, l'élimination de l'eau par évaporation, la surchauffe de la vapeur produite jusqu'à 450°C, le chauffage du charbon séché jusqu'à 95°C et en tenant compte des pertes calorifiques, exige environ 750 kWh pour 1 tonne de produit sec soit 1,7t de charbon égoutté (la teneur en eau à évaporer étant de 40% de ces 1,7t). Il faut noter que l'apport calorifique à ce stade peut en grande partie être fourni par les gaz provenant des zones de pyrolyse et de réaction, comme le soulignent les partisans du contre courant du déplacement respectif gaz-charbon. Dans la zone de pyrolyse les gaz doivent se trouver finalement à une température de 930°C de façon à ce que le matériau solide soit à la sortie porté à 870°C.

Les matières adsorbées commencent à se décomposer et à distiller vers 550°C mais se trouvent finalement portées à 760°C.

Pour fixer les idées sur l'ordre de grandeur des besoins énergétiques admettons qu'il s'agisse d'un charbon saturé tenant 300 kg de polluants dont l'énergie de décomposition est de l'ordre de 270 kWh par tonne de polluant, la zone de pyrolyse devra recevoir pour 1 tonne de charbon:

81 kWh pour décomposer les polluants

90 kWh pour chauffer le polluant de 95°C à 760°C

302 kWh pour chauffer le charbon de 95°C à 870°C

473 kWh pour 1 tonne de charbon sec contenu dans le matériau provenant de la zone de séchage et ceci sans tenir compte des pertes calorifiques.

Suivant le dispositif technologique adopté, cette énergie devra être apportée tout au moins en partie ou pourra provenir de la combustion des produits gazéifiés de la pyrolyse qui, en fonction de la nature des polluants adsorbés, peuvent servir de combustible. Dans un cas favorable il n'y aura qu'à doser convenablement l'apport d'air et de vapeur.

Dans la zone de réaction finale le résultat recherché est l'élimination la plus complète possible, par combustion, des produits de la pyrolyse (goudron etc) non gazéifiés dans la zone précédente, et ceci en s'attaquant le moins possible au charbon lui-même qui est le produit purifié que l'on désire obtenir.

On est là devant la phase qui échappe le plus à notre connaissance car il s'agit de jouer sélectivement sur les tendances mutuelles à se consumer du charbon lui-même et des goudrons résiduels. Les conditions régnant dans l'atmosphère autour du charbon sont importantes (température, composition); mais interviennent aussi l'état de porosité du charbon lui-même et la composition des goudrons qui elle-même dépend de la nature initiale des polluants adsorbés, les zones occupées par le goudron sur le charbon jouent un rôle important. C'est réellement la phase où sont irremplaçables le savoir-faire du conducteur de la régénération et la connaissance qu'il a pu tirer par l'application de la méthode des "essais et erreurs" au cours des régénérations précédentes. Quelques règles générales peuvent cependant être avancées avec prudence.

Il semblerait que l'allongement de la période de réaction et un léger abaissement de la température permettent de réduire la gazéification propre du charbon.

Une augmentation de la température si elle a l'avantage de réduire la durée de la phase finale (et par conséquent de réduire la dimension du four) conduit par contre à un élargissement des pores (indice d'iode plus faible et indice de mélasse plus élevé). De même un accroissement de la teneur en vapeur permet de préserver l'indice d'iode.

Pour fixer les dimensions de la surface de la zone de réaction on peut indiquer que par K heure, dans un four à soles multiples, il faut prévoir 0,2 m² de compartiments de réaction, et qu'il est souvent considéré comme rentable vis à vis des économies de charbon obtenues de porter cette surface à 0,3 m²/K/h.

C'est à ce niveau que sont souvent faits les apports d'énergie extérieure (combustible fossile) ainsi que celle éventuelle de vapeur et gaz neutres.

(cf figure 7 vue perspective d'un four à soles multiples)

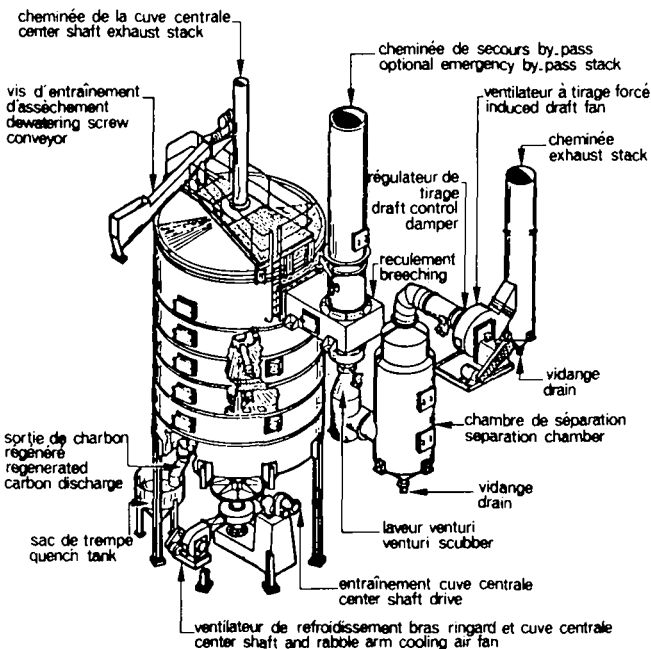
3.6 Energie et capacité

Les besoins d'apport énergétiques totaux de la régénération y compris les manipulations au voisinage même du four, et la post-combustion des gaz s'échelonnent suivant les sources bibliographiques de 1 à 4,5 kWh par K de charbon régénéré; les valeurs les

plus dignes de foi se situent en fait vers le haut de cette fourchette et il est prudent de retenir 4 kWh/K de charbon sec rénové; une exception doit être faite pour le four à bande à infra-rouge où la valeur de 2,5 kWh/K de charbon peut être acceptée avec un peu de prudence toutefois.

Les pertes de charbon par régénération se situent entre 5 et 12%, elles sont liées à la nature du four, au mode de brassage mécanique et au mode de réglage; le constructeur du four à infra-rouge avance pour son matériel 3% et même moins.

Les capacités trouvées en bibliographie pour les installations industrielles en service se situent entre 800 à 55000 K/jour (24/24h). Le four à infra-rouge peut être livré pour une capacité de 120 K/jour qui peut être sous utilisée avec moins d'inconvénients du point de vue énergétique compte tenu de sa plus faible inertie thermique.



**REGENERATION DU CHARBON ACTIF
EN POUDRE ET EN GRAINS
DANS LE FOUR NICHOLS/HERRESHOFFS
A MULTIPLES FOYERS**

**GRANULAR AND POWDERED CARBON REGENERATION
IN THE NICHOLS/HERRESHOFF MULTIPLE HEARTH FURNACE**

Fig. 7

3.7 Coûts

Il est relativement difficile d'aborder ce problème dans le cadre des distributeurs d'eau; cependant, le coût de la régénération se situe aux environs de la moitié ou aux deux-tiers du prix du charbon actif, la régénération incluant la réactivation, le triage-criblage avec compensation des pertes et remise à granulométrie d'origine et le transport. Il faut ici faire une remarque importante concernant les valeurs qui se trouvent en bibliographie. Ces dernières sont relatives le plus souvent à des charbons ayant servi à l'épuration tertiaire des eaux résiduaires ou à l'affinage de produits industriels. Le charbon saturé tient dans ces cas un adsorbant en plus grande quantité que le charbon actif provenant des stations d'eau potable, il demande plus de temps de régénération, une quantité d'énergie plus élevée et subit des pertes plus fortes.

Le coût d'une régénération à l'usine dépend essentiellement de la bonne adaptation de la capacité du four au flux de renouvellement du charbon. Les

coûts les plus faibles étant obtenus pour un fonctionnement continu qui est favorable dans le domaine des investissements et des dépenses d'énergie mais défavorable en ce qui concerne les frais de main d'oeuvre (travail de nuit).

Les constructeurs, devant les préoccupations actuelles des traiteurs d'eau et devant le développement de l'emploi du charbon actif, commencent à proposer des fours de très faible capacité telle que 5 K/h par exemple (120 kg/jour). Mais dans l'état actuel des choses on peut considérer que seuls les fours d'une capacité sensiblement supérieure correspondant à des matériels éprouvés. En conclusion la régénération thermique à l'usine de traitement des eaux ne peut être, pour l'instant être techniquement envisagée d'une façon sûre que pour des stations de traitement demandant un renouvellement d'une tonne par jour.

Pour des stations d'eau potable où le renouvellement ne se fait qu'au bout d'un délai d'emploi élevé cela correspond à des capacités de traitement considérables.

En supposant un emploi raisonnable du charbon à raison d'un contact moyen de 4 m³/h par m³ de lit soit 4 m³/h d'eau filtrée pour 500 kg de charbon, la capacité journalière de la station pour différentes fréquences de régénération est donnée par le tableau ci-après pour une densité apparente du matériau de 0,5 (charbon de haute qualité français et US):

"capacité moyenne" station eau potable Km³/jour

fréquence renouvellement mois	1	3	6	12	24
four 1t/j	6	18	36	72	144
500k/j	3	9	18	36	73
100k/j	0,6	1,8	3,6	7,2	14,4
taux trait g/m ³	167	56	28	14	7

La capacité nominale des stations s'obtient en appliquant un facteur 1,5 par exemple 55000 m³/j pour 36000 m³/j du tableau.

On voit qu'avec les matériels actuellement existants on peut envisager techniquement, la régénération thermique à l'usine dès maintenant pour des stations de capacité élevée et une fréquence raisonnablement acceptée; cette possibilité s'étendra à des capacités de plus en plus faibles au fur et à mesure de la mise au point définitive de fours de capacité inférieure à 1 t/jour, surtout si les distributeurs d'eau deviennent plus souples vis à vis des fréquences de renouvellement.

En ce qui concerne les coûts du traitement, chaque cas d'espèce doit être pris en considération séparément dans le cadre d'une étude technico-économique détaillée. On peut cependant, pour une première approche, s'appuyer sur des études faites au USA et dont le résultat, en valeurs relatives apparaît sur la figure n° 8 dans laquelle on a pris comme prix unitaire = 1 celui du traitement par charbon neuf livré perdu à raison de 100 K/jour, en y incluant le coût du produit, celui de son transport, de son silotage, et d'enlèvement du charbon saturé, de la mise en place du charbon neuf, et ceci dans le cas du four à soles multiples.

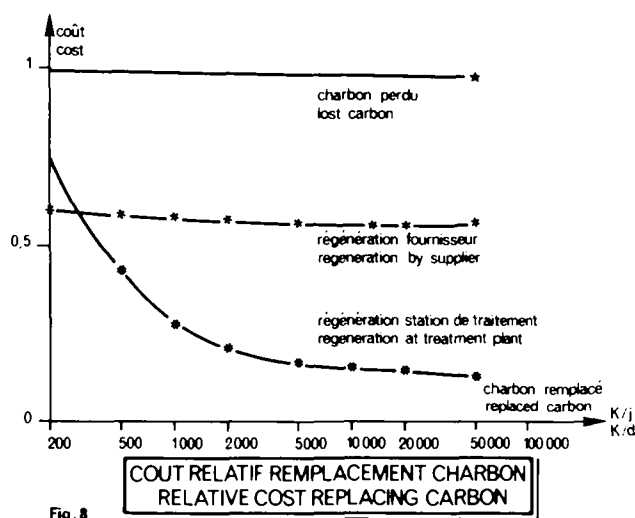
D'après cette étude la quantité de charbon/jour à partir de laquelle le gain d'échelle s'amenuise rapidement se situe vers 3 t/j, le prix de la régénération à la station étant plus de 5 fois plus faible que celui du charbon perdu et plus de 3 fois plus faible que celui de la régénération chez le fournisseur.

Si on se rapporte au tableau n° 1 on peut admettre que dans l'état actuel des choses les distributeurs d'eau admettent assez facilement un coût de traitement charbon perdu remplacé tous les 2 ans, c'est à dire un taux de traitement de 7 g/m³.

On peut en tirer la courbe de la figure n° 2 qui donne le même coût pour des fréquences de remplacement plus élevées en fonction de la capacité nominale de la station (débit moyen = 2/3 de débit nominal). D'après cette étude la régénération à l'usine s'équilibrerait en coût avec la régénération chez le fournisseur pour un débit nominal de 70 000 m³/j (débit moyen de l'ordre de 46 000 m³/j) autrement dit autour de 300 kg/j de charbon traité.

L'autre remarque vise la qualité que l'on peut espérer obtenir par un renouvellement fréquent du charbon. Le taux équivalent de traitement (g/m³ charbon) s'élève rapidement à prix de revient égal jusqu'à 3 t/jour de charbon, c'est à dire avec l'accroissement de la capacité nominale, un renouvellement tous les 3 mois, qui conduit à une eau excellente, est atteint à partir d'une capacité nominale de l'ordre de 400 000 m³/j.

On trouvera en annexe quelques données concernant les prix des matériels ou d'opérations, qui ne peuvent être généralisés, l'étude des coûts est une opération complexe commandée par les circonstances locales qui peuvent conduire à de considérables divergences d'un cas à l'autre.



3.8 Résultat des régénérations thermiques

Bien conduite la régénération thermique peut être considérée, du point de vue global de l'exploitant, comme parfaitement satisfaisante, on obtient d'après les paramètres habituels un produit semblable au produit initial. En fait des différences de granulométrie, de porosité, d'état physico-chimique de surface peuvent souvent être constatées. Cependant si l'opération est convenablement menée par un personnel compétent ces différences, du point de vue pratique, peuvent être considérées comme de second ordre.

En annexe apparaissent quelques données sur les résultats obtenus.

3.9 Formation personnel—maintenance

La conduite d'une régénération thermique ne se situe pas en dehors des possibilités du personnel habituel des stations de traitement d'une certaine importance.

Il apparaît cependant qu'il faut y consacrer un personnel spécialisé, très bien formé et dont la formation aura été suivie par le constructeur de four pendant une longue période (un an?), car la régénération n'est pas une opération absolument standardisée et doit être adaptée dans une certaine mesure au cas précis où elle est appliquée.

C'est une raison supplémentaire pour que dans l'état de choses actuel la régénération à l'usine de traitement

ne puisse raisonnablement être envisagée pour le cas des petites installations de traitement et l'effort des constructeurs dans la réalisation de fours de petite capacité doit être accompagné d'un effort d'automatisation maximal et de la création des points de formation du personnel d'exploitation.

4. Régénération par solvants

4.1 Si le corps adsorbé est soluble dans un solvant organique, il est susceptible d'être extrait du charbon et de plus éventuellement récupéré ultérieurement par distillation par exemple.

Ces techniques ont été surtout envisagées et appliquées dans le cas de l'emploi du charbon actif pour la récupération de matières quand celle-ci présente un intérêt économique. Leur application dans le domaine de la régénération des charbons actifs saturés dans les stations d'eau potable relève pour l'instant du domaine théorique.

Les qualités du solvant à rechercher a priori sont:

- pouvoir de solvatation important
- facilité d'éluion
- bas point d'ébullition (pour la récupération)

4.2 Dans le tableau ci-après sont mentionnés les procédés relevés en bibliographie:

SOLVANT	NOM	OBSERVATION
Alcool isopropylique à 80°C	ROVEL DEGREMONT	après un prétraitement chimique
Méthanol à 60°C	DIVERS JAPONAIS	combiné souvent avec trait. chimique
Acétone	DIVERS JAPONAIS	avec hydroquinone
Ether Méthyllique	BREVET JAPONAIS	à 25°C en présence d'ammoniaque
Bichlorure de Propylène Méthanol	COSTOLI	

4.3 Dans l'état de choses actuel les procédés ne semblent pas pouvoir être appliqués tels quels dans les installations d'eau potable pour des raisons de technologie. Le problème de l'effet sanitaire des résidus de solvant n'a pas encore été examiné.

5. Régénération chimique

5.1 De la bibliographie comme de l'expérience personnelle de l'auteur du rapport il ressort qu'il est possible d'obtenir une régénération, tout au moins partielle, d'un charbon saturé dans une station de traitement d'eau potable par utilisation de réactifs.

Certains réactifs chimiques n'ont pas ou n'ont que peu d'effet:

chlore, bioxyde de chlore, brome, permanganate de potasse, ozone (qui se décompose), aldehyde formique.

D'autres réactifs conduisent, en usage simple ou combiné, à une régénération partielle:

bichromate de sodium, persulfate de sodium, peroxyde de sodium et plus généralement bases fortes, acides forts et iode

l'eau oxygénée, qui en bibliographie est citée comme un régénérant possible, n'a pas donné pour un certain nombre d'auteurs de résultats notables quand elle est utilisée seule. Par contre elle montrait une efficacité moyenne avec un prétraitement acide ou basique.

5.2 Dans les cas favorables les conclusions peuvent être les suivantes:

- la régénération de la capacité d'adsorption ne dépasse pas 60%
- la fuite des polluants estimée en TOC et en absorption UV reste élevée (20%)
- l'efficacité de la régénération est faible vis à vis de la capacité d'adsorption des grosses molécules.

5.3 Les espoirs que l'on pouvait mettre dans la régénération chimique à froid qui pourrait, au prix de certaines adaptations, être pratiquée "in situ" dans les filtres à, pour l'instant, conduit à des résultats décevants:

- les oxydants familiers au traiteur d'eau n'ont pas donné les résultats espérés
- les autres réactifs conduisent à une amélioration trop faible eu égard aux complications des applications des procédés, aux modifications fondamentales qu'elles exigeraient dans la construction des ouvrages de traitement, et au coût de la régénération
- enfin, et c'est un élément important, les bains de régénération chimique une fois extraits du lit ne peuvent être rejetés ni dans le milieu naturel ni vers une station d'épuration normale, enfin il n'existe pas d'espoirs sérieux visant la réutilisation des bains usés; de toute façon les rinçages des filtres après régénération conduiraient à des eaux résiduelles de lavage polluées posant des problèmes graves en ce qui concerne leur destination finale.

5.4 En conclusion la régénération chimique continue à présenter un intérêt scientifique certain mais ne peut être très sérieusement envisagée dans la pratique dans les stations de traitement d'eau potable pour l'instant.

6. Régénération biologique

(cf figure 9 en annexe)

6.1 De nombreuses observations ont été faites depuis une quinzaine d'années de phénomènes de dégradation biologique au sein des lits de charbon actif. Dans le domaine des eaux potables les lits de charbon actif ont été utilisés dans les stations de traitement comme réacteurs physico-biologiques où le charbon intervient simultanément comme adsorbant et comme siège de dégradation biologique.

L'usine de ROUEN-LA CHAPELLE en FRANCE en est une illustration exemplaire.

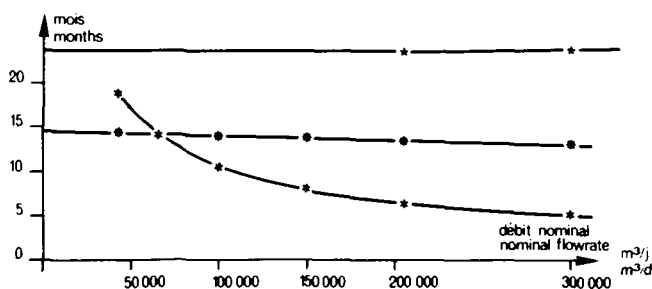


Fig. 9 FREQUENCE DE REGENERATION A COÛT CONSTANT
REGENERATION FREQUENCY AT STEADY COST

6.2 Ces constatations ont conduit à se demander si on ne pouvait utiliser ce type de processus pour régénérer des charbons saturés. Il faut remarquer que pratiquement les traiteurs d'eau en limitant, principalement pour des raisons économiques, la fréquence de renouvellement des lits de charbon actif, ont utilisé ce phénomène de régénération biologique. Des charbons actifs qui devraient se saturer

complètement (fuite 100%) en quelques semaines continuent pendant 1 à 2 ans à fournir des eaux partiellement débarassées de polluants absorbables (fuite de 60% à 70%) d'une façon permanente. On est poussé à conclure (sans que cela soit une vraie démonstration) que la capacité d'adsorption du charbon se trouve restaurée partiellement par un processus concomittant à celui de l'adsorption et en tout vraisemblance on peut supposer que ce processus est principalement biologique. A ROUEN-LA CHAPELLE on a pu déterminer la présence de zoogées et d'un gradient décroissant en oxygène. Que le processus soit lié à l'adsorption peut être déduit du fait qu'un lit bactérien classique dans les mêmes conditions (et notamment avec la concentration initiale en polluants) ne donne pas les mêmes résultats.

6.3 Des expériences conduites sur la dégradation de produits en présence ou en l'absence de charbon actif ont démontré que le charbon actif avait une action synergique sur la dégradation du C.O.T. Les pores du charbon se situant dans la fourchette de 10 à 100 Angströms on ne voit pas comment les bactéries pourraient pénétrer à l'intérieur des micropores les plus fins pour y provoquer la dégradation des corps adsorbés. Une théorie fait appel aux exoenzymes dont la dimension est de l'ordre de 10 Angströms et qui peuvent assurer, à l'intérieur des pores les plus fins l'effet de digestion et d'hydrolyse qui conduit à un premier stade de dégradation et peut permettre la diffusion vers l'extérieur des produits de dégradation qui de toute façon restent attaquables par d'autres exoenzymes. L'hypothèse de la pénétration des exoenzymes a été récemment confirmée par les travaux de GAID et MARTIN qui ont montré que la phosphatase acide était effectivement adsorbée par les mesopores du charbon actif. Par ailleurs un charbon actif préalablement saturé en phénol marqué et soumis à une ambiance biologiquement active libère progressivement la radio-activité vers le gaz carbonique produit et les cellules nouvelles apparaissant dans la biomasse.

6.4 Essai de régénération biologique

Il est constant, avec des charbons saturés de matières biodégradables, de voir y disparaître l'oxygène et de constater des amorces de phénomènes biologiques anoxiques ou en anaérobiose.

Il a aussi été constaté que la mise au repos d'un lit de charbon lentement irrigué d'eau qui apporte de l'oxygène, conduit à un rétablissement partiel de sa capacité d'adsorption.

C'est pourquoi les essais de régénération biologique ont consisté à mettre un lit de charbon saturé hors service et de le soumettre à une aération plus ou moins prolongée, avec ou sans apport d'oxygène pur complémentaire.

Les essais qui ont été systématiquement conduits et prolongés jusqu'à 30 jours d'aération permettent les conclusions suivantes:

- l'apport d'oxygène complémentaire ne conduit pas à une amélioration vis à vis des essais à l'air seul
- une durée d'aération de 48 heures permet d'atteindre un niveau de la régénération qui n'est plus guère améliorée par son prolongement jusqu'à 30 jours
- le taux de régénération est variable suivant les paramètres utilisés pour son appréciation, il reste partiel mais non négligeable: environ 1/3 de la capacité d'adsorption originelle
- on peut noter des différences de comportement des qualités du charbon régénéré suivant la dimension de la molécule à adsorber ainsi que sur

le comportement du charbon régénéré vis à vis de la désorption de ces molécules, néanmoins en ordre de grandeur les résultats sont équivalents entre eux.

6.5 La régénération biologique par aération est le procédé qui permet l'emploi du filtre sans modifications notables du filtre lui même; l'aération n'a pas à être menée aux débits exigés par les lavages, il suffit de maintenir l'eau baignant le charbon en condition d'aérobiose; un soufflage réduit ou même intermittent est suffisant.

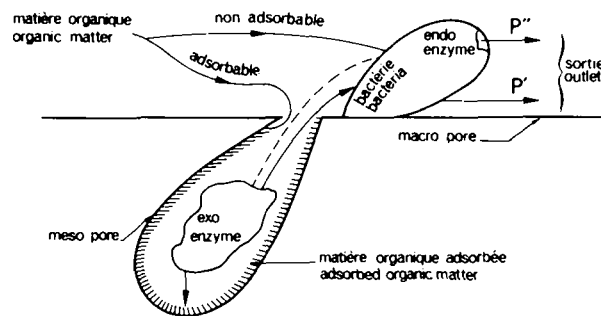
La durée d'immobilisation du filtre (24 à 48h) constitue une contrainte non négligeable, mais elle n'est pas prohibitive a priori.

C'est donc une technique de régénération partielle dont la connaissance mérite d'être appréciée et qui économiquement doit être évaluée en fonction de son effet sur les fréquences de régénération thermique et/ou la qualité du filtrat moyen obtenu.

De toute façon cette technique conduit à des résultats similaires à ceux des régénérations à froid par réactifs chimiques qu'elle concurrence victorieusement puisqu'elle n'exige que peu (ou pas) de modification des ouvrages de filtration et de leurs annexes.

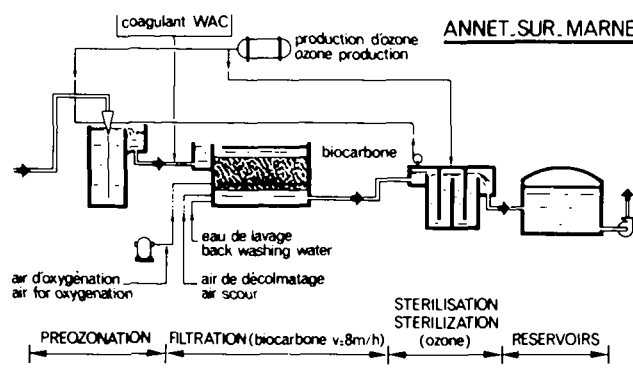
6.6 Une pente logique naturelle conduit vers la régénération biologique continue, c'est à dire la filtration d'adsorption à travers un lit granuleux de charbon actif soumis à une aération permanente (en lit classique aéré ou en lit fluidisé).

Cette aération permanente détruit ou contrarie la fonction de clarification physique qui doit être assurée au préalable ou après adsorption. Une remarquable illustration d'une telle séquence est donnée par le "BIOCARBONE" qui ne sera pas examiné en détail puisqu'il fait l'objet du rapport spécial n° 9 du présent Congrès.



INTERVENTION DES EXO. ENZYMES ET DES ENDO. ENZYMES
ACTION OF EXO. ENZYMES AND OF ENDO. ENZYMES

Fig. 10



FILIÈRE BIOCARBONE - BIOCARBONE PROCESS

Fig. 11

La technique consiste à utiliser une couche de charbon actif de granulométrie choisie, soumise à une aération continue, suivie d'une couche filtrante (généralement de sable).

De tels filtres ont été mis en service à l'usine d'ANNET SUR MARNE. (cf figures 10 et 11 en annexe).

7. Conclusion

Pouvoir régénérer le charbon actif en grains dans des conditions industrielles et économiques acceptables est devenu une nécessité pour le traiteur d'eau; en effet l'utilisation des propriétés physiques, chimiques et biologiques, des charbons granulés est de plus en plus sollicitée dans les filières de potabilisation.

Au cours de l'examen rapide des principaux procédés de régénération existants on a vu qu'au plan technique, pour une régénération totale le problème est résolu par la technique thermique mais au prix d'installations importantes conduites par un personnel de très bonne qualification spécialement formé, ce qu'on ne peut envisager que dans l'enceinte des usines de production d'eau potable de grande capacité.

Il en résulte très directement que les coûts de régénération correspondants sont encore souvent dissuasifs et grèvent de manière considérable le prix du mètre cube d'eau; la régénération dans des usines de grande capacité permet cependant d'appliquer des fréquences de renouvellement plus élevées à des prix qui semblent pouvoir être acceptés.

Cette situation devrait évoluer rapidement pour peu que l'on poursuive l'effort de recherche et de développement technologique indispensable déjà entrepris et qui doit être encouragé. En particulier, quant au procédé de régénération lui-même, une amélioration notable des résultats, entraînant une diminution de la fréquence de régénération paraît envisageable au prix de légères modifications opératoires (en particulier, léger abaissement de la température finale), actuellement davantage adaptées aux charbons ayant servi à l'épuration tertiaire des eaux usées ou à l'affinage de produits industriels qu'aux charbons utilisés pour le traitement de l'eau potable. Cette voie thermique est aujourd'hui la plus employée et la plus efficace; elle peut encore beaucoup évoluer en particulier en explorant toutes les améliorations qui permettraient d'accroître le nombre de cas où économiquement la régénération in situ serait possible sans négliger toutefois les diverses servitudes liées aux installations autonomes de régénération thermique: durée de vie effective des ouvrages de régénération, conséquences des indisponibilités du personnel, pollution de l'air, garantie de qualité du produit régénéré. Tous ces éléments interviendront dans la décision finale du distributeur d'eau qui devra aussi prendre en compte la flexibilité du procédé de régénération (possibilité de régénération de divers types de charbon dans un même ouvrage) afin de se réserver la possibilité d'utiliser d'éventuels nouveaux produits s'ils sont supérieurs aux charbons commercialisés à l'heure actuelle.

Les techniques chimiques ou par solvant conduisant à des régénérations partielles au prix d'une complexité considérable des opérations et produisant des effluents résiduels pollués peuvent être considérées, pour les traiteurs d'eau potable, comme sans issue dans un avenir immédiat.

La régénération biologique considérée comme telle présente un intérêt certain qui mérite d'être précisé par des études pilotes ou à échelle industrielle. Bien qu'elle n'apporte qu'un résultat partiel, elle peut être appliquée sans modification notable à des filtres classiques sous la forme d'une faible aération (continue ou périodique) maintenue de 24h à 48h. Seule l'expérience dans

**EFFET DE LA REGENERATION
CHARBON N° 1**

	Charbon actif neuf	C.A. usagé à régénérer après 18 mois	C.A. sortie de four rotatif	C.A. sortie de tamisage	C.A. livré régénéré après ajout du complément
• Densité	0.470	0.500		0.483	0.454
• PA CCL ₄ %	50.3	38.8	55.7	55.7	56.2
• PA Iode %	119	93			119
• Cendres	4.1	4.9			4.9
• Mat. Volatiles %	12.7	17			11.5
• Refus 10 (2mm)	3.9	2.7	2.7	3.4	3.5
• 10 × 20	93.7	94.6	92.9	94.0	94.2
• Passe 20 (0,84mm)	2.4	2.7	4.4	2.6	2.3

CHARBON N° 2

	Charbon actif neuf	C.A. usagé à régénérer	C.A. livré après régénération
• Densité	0.517	0.552	0.517
• PA CCL ₄ %	62.7	51	65.3
• PA Iode %	140	101,5	134,8
• Cendres %	1,5	11,8	1,4
• Mat. Volatiles %	13	26,5	13,6
• Refus 12 (1,68mm)	3,9	6,5	1,7
• 12 × 30	93,5	90,6	95,4
• Passe 30 (0,59mm)	2,6	2,9	2,9

chaque cas d'espèce permettrait de déterminer si l'immobilisation de l'ouvrage de filtration se trouverait avantageusement compensée par l'allongement du délai de régénération. Son application peut être faite par le personnel habituel d'exploitation.

Par contre il existe au moins un mode indirect de régénération biologique illustré par la technique biocarbone, celle-ci demande l'aménagement des filtres existants mais apporte une combinaison d'effets multiples de clarification, affinage avec une économie de consommation de réactif; c'est un sujet traité dans un autre rapport de ce Congrès. Enfin à l'issue de cet exposé, il faut peut être réfléchir à la notion de régénération qui n'est pas aussi simpliste qu'elle paraît.

Vouloir redonner systématiquement après régénération, à un charbon qui a travaillé, les caractéristiques du même charbon à l'état neuf n'est pas forcément la meilleure approche; des cycles courts et simplifiés de régénération, articulés entre des cycles beaucoup plus longs et beaucoup plus poussés, est un compromis intéressant vers lequel il faut peut être s'orienter. Il convient désormais de s'écarter pour le charbon actif des raisonnements extrapolés de l'expérience acquise d'une part avec les filtres à sable et d'autre part avec l'activation initiale du charbon et

raisonner sur une stratégie de filtration qui intégrerait une lente décroissance des performances du réacteur à charbon actif, sur une longue période, en restant bien sur toujours au dessus d'un seuil minimal admissible.

Pendant cette période la masse de charbon subirait de fréquents rajeunissements in situ et, à son terme, une régénération lourde ou le remplacement pur et simple.

En fait la régénération est une libération de sites actifs par pyrolyse, gazéification, sous l'action d'enzymes, de solvant ou de produits chimiques; la question est de savoir quelle est la fraction optimale de libération de ces sites actifs qu'il y a lieu de rechercher.

Annexe

QUELQUES ELEMENTS DE COUT

- Manipulations du charbon dans l'usine d'eau en comprenant: l'enlèvement, la mise en place, matériel inclus	300 F/t
- Transport du produit en citerne vrac (pour un rayon de 200 kms autour de l'unité de régénération)	700 F/t
- Réactivation — triage — criblage avec compensation des pertes et remise à la granulo, métrie d'origine	3 000 F/t

**REACTIVATION BIOLOGIQUE
EXEMPLE DE ROUEN LA CHAPELLE**

	CA Neuf	Après 1 an	Après 2 ans	Après 3 ans	Après 4 ans
Densité	0.551	0.541	0.553	0.544	0.554
PA CCL ₄ %	62.7	55.7	54.2	51.0	52.2
Rétentivité %	38	27,3	32,6	25,4	29,3
PA Iode %	140	124,6	96,9	109,3	110,3
Cendres %	2	3,1	1,3	1,7	2,2
Sub. ext. chloroforme %	0.10	0.33	0.52	0.57	0.3
T. eff. mm	0.62	0.57	0.63	0.57	0.58
coef. Uniformité	1.92	1.98	1.95	1.95	1.98

Tibor Nemeth and Lennart Melin, Gothenburg water and sewage works.**"TEN YEARS EXPERIENCE OF ACTIVATED CARBON IN THE CITY OF GOTHENBURG, SWEDEN"**

Gothenburg water and sewage works are supplying the city of Gothenburg, Sweden with 70×10^6 m³ drinking water per year. All water is filtered through 1000 tons of activated carbon: 600 tons at the Alelyckan plant and 400 tons at the Lackarebäck plant. The carbon bed is 1 meter deep.

The carbon is in operation in the filters for 30-50 months. During the last ten years the carbon at the Alelyckan plant has been reactivated four times.

The reactivation unit is located at the Alelyckan plant and the carbon is reactivated on-site. The carbon is transported with water educters from the filters to the spent carbon storage tank, to the dewatering screw, to the storage tank for reactivated carbon and back to the filters. From the filters at the Lackarebäck plant the carbon is drained off and hydraulically transported to 20 m³ containers. These are specially designed for this purpose. The carbon is collected and dewatered immediately through a sieve bottom. The reactivated carbon is transported back to the plant in the same containers.

The reactivation unit is a multiple hearth furnace. The furnace capacity is 3 tons of dry carbon a day. The operation criteria for the regeneration plant are 0.5 l oil demand and 1 kg steam consumption per kg dry

carbon. The temperature in the furnace is up to 950°C. The furnace has recently been completed with a heat recovery system for steam production and for heating the plant buildings.

Equilibrium equations related to different conditions are used for explaining the activation of the carbon. The original carbon or the carbon produced from the adsorbed chemicals is in equilibrium with carbon monoxide and carbon dioxide when water or steam and air are present. The equilibrium conditions are dependent on the temperature range in the furnace, from 0 to 15°C in the feed carbon slurry up to 950°C in the activation zone.

The carbon (new, reactivated or spent carbon) is controlled by thermogravimetric analysis, the methylene blue number, UV-absorption and gaschromatographic methods. Today a modified method for determination of the "unaffected" methylene blue number is used.

The reactivated carbon affects the pH-value, oxidation reduction potential, oxygen-, chlorine- and chorinedioxide concentration.

The total operation cost with activated carbon per m³ water is 0.015 kronor for activated carbon, 0.005 kronor for reactivation and 0.005 kronor for make up carbon.

Dr. J. J. Rook, Rotterdam**"EXPERIENCES WITH REGENERATION OF GRANULAR ACTIVATED CARBON"****1. Introduction**

The Kralingen plant at Rotterdam dates from 1977. The raw water is drawn from river Meuse which is moderately polluted. The average concentrations of some micropollutants are: mineral oil 150 µg/l, phenols 4 µg/l, detergents 90 µg/l and organochlorine compounds 5 µg/l.

During summer periods the raw water is chlorinated for transport by adding 1 mg/l chlorine. The treatment sequence comprises: coagulation, floc separation, ozonation, dual media filtration and filtration through granular activated carbon. The bed depth is 4 m, the contact time is 10 to 12 minutes. The function of the GAC treatment step is to remove mainly chlorinated organics, mutagenic substances and incidental off tastes and flavours.

2. Experience with regenerated carbon

The content of chlorinated organics is expressed in "AOCl" or "carbon adsorbable" TOCl, i.e. that part of the total organically bound chlorine present that can be adsorbed by activated carbon.

During summer periods AOCl in the water is about 10 to 15 µg/l. After passage through GAC filters AOCl in the effluent is less than 0,1 µg/l. Breakthrough may occur after filtration of 50 000 bed volumes. In practical conditions the carbon is regenerated after 15 to 18 months cycles. AOCl on the spent carbon is measured by pyrohydrolysis analysis, which consists in oxidation at 900°C in wet oxygen. After 16 months use the spent carbons contain 0.5 to 0.8 mg AOCl per gram carbon.

Until now the regeneration of the carbon is carried out by the maker. After the first regeneration the AOCl

of the carbon was less than 0,01 mg/g. The inorganic chloride content on the other hand had increased to 0,5 mg/g.

After the third regeneration the AOCl value (which was 0,6 mg/g on the spent carbon) was 0,02 mg/g. From this we should not conclude that decrease of regeneration efficiency with regard to total organic chlorine had occurred. Further regenerations have to be awaited.

Another phenomenon observed after the second and third regeneration was that the regenerated carbon appeared to contain inorganic sulphide as a pollution. The origin of this is not yet known. For the practice this means that the first filtrate contains 1 mg/l sulphide, such that it cannot be used because of bad H₂S odour. The influent water has pH 8.15 but the effluent shows pH 12 during the first 1000 bed volumes. The rise in pH is caused by alkaline oxides on the fresh regenerated carbon. The high pH is advantageous in washing out the unwanted sulphides.

During the first washing cycle the concentration of H₂S was halved after 15 bed volumes flushing. The concentration was reduced to a quarter after passage of 25 to 28 bed volumes. An acceptable quality drinking water was obtained after 30 to 35 bed volumes.

This means that a filter volume of 110 m³ carbon about 3000 m³ of produced water has to be discarded.

The cause of sulphide formation during regeneration is still under investigation.

The above side-effects of repeated regenerations have not been reported elsewhere, either because they are local or have been overlooked.

The pollutants found are reducing agents which may influence the iodine adsorption test, so that special precautions have to be taken in performing that test.

Background

Cost-sensitivity of activated carbon adsorption systems invariably identify regeneration of spent carbon as the critical cost component. In this paper, the efficacy of extractive as against thermal regeneration is considered. Attention is focused on those activated carbon characteristics strongly affected during saturation and regeneration operations, which therefore serve as sensitive indices of relative regeneration efficiency. In this regard, pore size distribution is singled out as a primary determinant of adsorptive status of an activated carbon.

Experimentation involved cyclic adsorption-regeneration studies, on a single-component basis, with lindane and methylene blue as adsorbates, and a reference bituminous coal based carbon which was used throughout this study. Regeneration was by means of solvent extraction, employing four solvent systems in parallel, viz. isopropanol, dioxane, dimethylformamide, and an azeotropic mixture of propylenedichloride-methanol. Activated carbon status was measured by means of adsorption isotherms, pore size distributions, and specific surface area measurements.

Heterogeneously spent activated carbon resulting from secondary sewage effluent reclamation operations was also subjected to extractive regeneration, comprising sequential extraction with dioxane and dimethylformamide. Carbon status and regeneration efficiencies were measured, inter alia, in terms of iodine and methylene blue adsorption capacities, pore size distributions, specific surface areas and adsorbent densities.

The above studies on extractive regeneration of a heterogeneously spent carbon are used as a reference basis for comparison with thermal regeneration of the same carbon resulting from the same reclamation system.

Salient Results and Discussion

In some cases, extractive regeneration of a single-component saturated carbon appears to be quite effective. Lindane, for example, is substantially desorbed from saturated activated carbon using any one of dioxane, dimethylformamide, or propylenedichloride-methanol. Although methylene blue is not fully desorbed from carbon, a working capacity (60% of virgin) can be retained by extraction with any of the

above solvents, after an initial loss in activity during the first cycle of use. Figure 1 includes pore size distributions for virgin, lindane-saturated and extractively regenerated carbons. The distribution for the saturated carbon clearly shows the effect of filling up of pore volume adsorption; i.e. when complete saturation is approached, virtually no micropore volume remains unoccupied by adsorbate. The same distribution curve also supports the validity of considering pore size distributions to quantify the state of depletion of an active carbon. The distribution for the propylenedichloride-methanol extracted sample exemplifies the success of extractive regeneration in the case of a single adsorbate system—the original pore size distribution characteristics have been substantially restored. Adsorption isotherm data confirm a virtually complete restoration of activity.

Fig. 1 and Table 1 highlight comparative results for extractive and thermal regeneration of heterogeneously spent carbon. The superior results obtained with

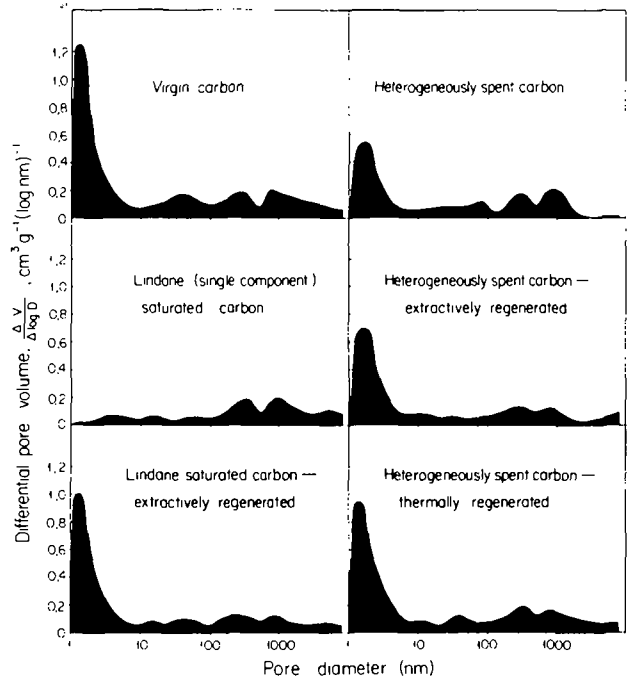


FIG 1 Pore size distribution for virgin, spent and regenerated carbons

Table 1. Comparison of extractive and thermal regeneration results in respect of heterogeneously spent carbon

Parameter	Virgin carbon	Typical spent carbon	Extractively ^{d)} regenerated carbon	Thermally ^{e)} regenerated carbon
Iodine number	970	560	690	860
Methylene blue number	220	100	150	180
Micropore volume ^{a)} , cm ³ g ⁻¹	0,32	0,17	0,22	0,27
Mesopore volume ^{b)} , cm ³ g ⁻¹	0,24	0,15	0,18	0,21
Macropore volume ^{c)} , cm ³ g ⁻¹	0,25	0,17	0,17	0,23
Total pore volume, cm ³ g ⁻¹	0,81	0,49	0,57	0,71
BET surface area, m ² g ⁻¹	950	550	750	870
Apparent density, kg m ⁻³	484	560	514	500

(a) Pore diameter: <2 nm

(b) Pore diameter: 2-60 nm

(c) Pore diameter: 60-10 000 nm

(d) Sequential extraction with dioxane and dimethylformamide

(e) Multiple hearth furnace regeneration.

*This paper is published by permission by the Director of the NIWR.

thermal regeneration for mixed adsorbate systems is evident. Although virgin status is not regained in either case, the actual pore volume recovered thermally ($0,22 \text{ cm}^3 \text{ g}^{-1}$) far exceeds that recovered extractively ($0,08 \text{ cm}^3 \text{ g}^{-1}$). (Note: pore volume depletion in spent carbon

is $0,32 \text{ cm}^3 \text{ g}^{-1}$).

Whereas extractive regeneration of spent carbon may be feasible for defined adsorbate systems, this study has shown that it cannot compete with thermal regeneration for a heterogenously spent carbon.

Tele-recording of meters

Télé-relevé des compteurs d'eau

LIBRARY

International Reference Centre
for Community Water Supply

Authors: Dr. H. Onoda (Japan)
Auteurs: S. J. Goodwin & J. E. Tame
(UK)

Leading Contributor: Dipl. Ing. U. Fingerle
(Germany)

Contributeurs: H. E. Snider (USA)

Principaux:

Dr Hajime Onoda, Fellow Member of Japan Water Works Association, Tokyo.

"AUTOMATIC REMOTE READING SYSTEM FOR WATER METERING IN JAPAN"

1. Introduction

Water authorities in Japan have made every effort to secure stable water supplies and to enhance the efficiency of operations such as meter reading and billing. Their efforts were supported by the advancement of electronic technology particularly in the field of instrumentation and telecommunication combined with computer technology, and this has given rise to a remarkable development in automatic meter reading systems. In the following paper, several different automatic meter reading systems are examined, particularly from the point of view of transmission lines.

2. Automatic Meter Reading System using Private Lines

The first development of an automatic meter reading system in Japan using private lines was applied to a single large building consisting of accommodation for offices with a number of tenants. Such systems are described as centralized reading systems for water meters. It was followed by a centralized meter reading system for a group of buildings which was developed by combination with other data collecting systems.

In principle, there are three types of remote read-out water meters: The active type which sends a pulse signal per unit volume of water flow to a remote counter; the passive type in which the totalized value of water flow is read and the active-passive type in which the above features are combined.

The active type can be subdivided as follows:

- a) The self-generating type which transmits a pulsed voltage signal,
- b) the contact type which typically uses a reed switch or a latch relay or a micro-switch requiring power supply, and c) the non-contact type which uses a magnetic sensor, i.e. a hall-effect element or magneto-resistance element.

In the early days, electromagnetic counters were used as remote read-out counters for the active type water meter. It was overtaken by mechanical counters which were driven by DC motors, and these in turn gave place to mechanical counters driven by stepping motors. In some of these remote reading counters, the totalized volume of water flow was electrically readout. Recently, electronic counters have been utilized and these counters are equipped with read-out devices which are normally passive but can possibly be active. All of these types of remote read-out counters can be installed in one panel box in a centralized meter reading system.

In the passive type of water meter, the total volume of water flowing through the meter is displayed on its pointer type counter or roller type totalizer as in conventional water meters, but this display is electrically readout, for example through the position of a rotating arm which makes contact with one of ten fixed contacts of a rotary switch for each digit for the decimal code. Besides the decimal code, there are switches using BCD code corresponding to four fixed contacts and BCD coded switches with parity code corresponding to five fixed contacts. These types have no electrical resource like a battery or a generator within the meter casing or in the indicator mechanism. The passive type can be incorporated into centralized meter reading systems in combination with the following features: a) water meter selecting, b) totalized value read-out, c) output of read-out data, d) data processing for management and transmission to combined systems.

In the recently developed active-passive type of water meter (refer to Photo. 1), a magnetoresistance sensor sends a pulse per unit volume of water flow to an electronic counter which displays the total volume of water flow. This display is then electrically readout. Simultaneously, this sensor may send the same voltage pulse to actuate a non-contact switch which can serve to operate an instantaneous flow indicator or to drive a remote counter or thirdly can be used for testing or verification purposes.

Since the passive type is multi-functional, it is quite likely that it will be utilized in water meter reading systems of a wide range of sizes in the future.

In Japan the lines which connect telemetric water meters to receivers or meter reading facilities are privately laid cables having 2 to 5 cores.



Photo 1. Active-passive type water meter

Meter reading operations in telemetric meter reading systems were initially conducted manually. Such operations now, however, involve printing on paper rolls, paper tape punching, cassette tape recording and other recording techniques. Recently, efforts have been made by peripheral manufacturers to meet demands for reliability improvement, the various needs of users and to reduce costs through the utilization of micro-processors for the metering equipment.

3. Automatic Meter Reading System using Power Lines

For the electricity supply companies, it is advantageous that they should be able to use the same lines both for transmission of control signals, meter read-out data and other information as well as distribution of electricity they sell. The technology for automatic meter reading has been proved to be technically possible although at present it is not economically feasible as a stand-alone system.

4. Automatic Meter Reading System using CATV Systems

In Japan there are approximately 28 000 cable television (CATV) networks for the reception of TV transmission to date, comprising about 3 000 000 customers. This number equals almost ten per cent of the total customers of NHK (The Japan Broadcasting Corporation) and CATV are attracting attention as new transmission channels for complex systems because of their desirable characteristics.

There are reports of experiments on water meter reading relating to a system which is incorporated into a comprehensive housing management system which itself forms a part of a regional information system. This experiment was conducted in a quarter of a large housing complex, in which the water meter of each household (passive type) was connected to the coaxial cable network by way of a terminal unit. The building and the meter reading centre were connected together by special communication lines. The meter reading centre is composed of a computer equipped with a set of data output equipment for meter reading. The system involves some optic fibres as data transmission lines. The automatic meter reading system by CATV networks, as a part of a multi-purpose system, has been reported to be technically possible in a series of experimental projects, but at present it is not economically feasible. Many systems will be utilized in the near future if the economical problems are solved.

5. Automatic Meter Reading System using Telephone Cables

(1) Telephone Networks of the Nippon Telegraph and Telephone Public Corporation (NTT)

While there have been proposals to use the NTT telephone networks, such proposals have not been acceptable because of the restrictions of the related laws.

In 1968, NTT started a technical study for automatic meter reading systems using subscriber telephone lines to work out the plan for a series of experiments to be conducted from April, 1969 in cooperation with The Bureau of Tokyo Metropolitan Water Works, The Sewerage Bureau of Tokyo Metropolitan Government, Tokyo Gas Company Ltd, and data transmission equipment manufacturers. The experiments were carried out in four sessions over six years, resulting in confirmation of the technical feasibility of such systems. The experiments involved almost all sizes of

active and passive type water meters, and they were installed in every part of Tokyo. The meter reading centre was located in The Tokyo Trunk Exchange Office, to which all data concerning the meter readings were gathered.

A combination of two different frequencies in the audible range was used for the transmission signal between the centre and the terminals. The average time required for reading water, gas and electricity meters to one subscriber was approximately two seconds providing the line was not busy.

In October 1975, The Ministry of Postal Services set up the "Telemeter System Research Group" for studying the feasibility of automatic reading systems for remote meters and sensors by using electric communication lines, to which a number of researchers from The Bureau of Tokyo Metropolitan Water Works, Tokyo Gas Co., Ltd, the Federation of Electric Companies, NTT and tele-communication equipment manufacturers as well as well-experienced people in this research area have participated. The Group members conducted intensive researches, surveys and discussions, the results of which were summarized in a final report in December 1977.

In response to this report, The Ministry of Postal Services established the "General Telemetering Development Conference" in July 1978 by gathering representatives from NTT, public authorities, telecommunication equipment manufacturers, meter manufacturers and well-experienced people with the view that "utilization of the existing subscriber's telephone network is the most effective and feasible way of establishing transmission lines for the proposed telemetric meter reading system in view of the number of telephone subscribers (35 000 000) and transmission characteristics of the network. It has been publishing annual reports ever since, showing the results of its R & D activities in each year.

The telemetric meter reading system defined by the Conference consists of three components; centres, transmission lines and meters (see Fig. 1). A centre can be owned exclusively by an individual authority or commonly by groups or authorities or the existing centre facilities of the NTT can be utilized. The existing telephone lines will be used for transmission of meter read-out data and meters will be installed and managed by the related authorities. The meters can be read both periodically and spontaneously through the system and the system can be connected with billing systems and other related systems to form an effective overall automatic meter reading and billing system for the authorities.

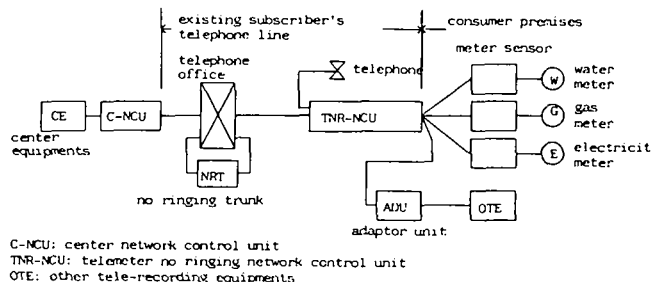


Fig. 1. Preferable future system

As for the process of meter reading, the centre computer automatically selects the customer's telephone, connects the line and electrically readout all the data stored in the meter.

Since the system is designed to use free time on the line, priority is given to ordinary telephone calls and the process is tried repeatedly until the meters are read.

While a number of systems using the public telecommunication network have already been put into operation, there has been no system which uses the subscriber's telephone network because of the restrictions of laws although a few systems are operational on experimental basis.

Subscriber's telephone networks in Japan are under control of Public Telecommunications Law in which no person except the subscriber can install any additional equipment other than the telephone in its residential area (refer to clause 1 of article 28, article 36 and clause 3 of article 105). However, the above restrictions are expected to be reduced in the near future to allow the utilization of subscriber's telephone networks. Some water authorities have started field tests on the assumption that the subscriber's networks can be used.

The automatic meter reading system in which subscriber's telephone networks are used for transmission will be much developed in the near future.

(2) Example 1—The Automatic Meter Reading System using Telephone Lines in Tama New Town (see Fig. 2)

In the proposed system, the meter reading centre is comprised of an automatic calling unit and a computer system which was installed in the main office of Tama New Town Water Service. For transmission lines, public telecommunication lines were used to connect the centre and the terminal control unit (TCU) each of which covers a certain number of buildings, while private lines were newly laid to interconnect the TCU, the relay unit (RU) installed in each building and the signal output units (SOU) and other devices installed in all floors of the buildings.

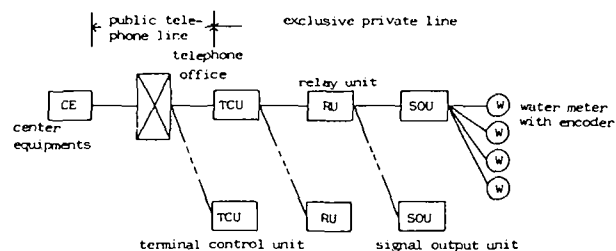


Fig. 2. The system of Tama New Town project

Water meters used for the system were mostly of the 20mm passive type (see Photo. 2) provided with a contact point storage device, and a totalizer in 4 decimal digits. The water meter and the SOU are connected by 14 core cable via a connector having 20-pcs. plug pins. Large water meters for common water taps were

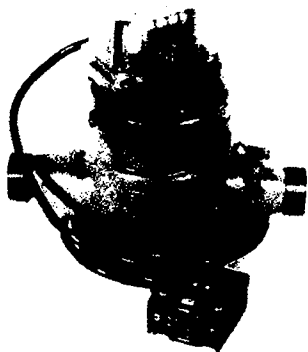


Photo 2. Passive type water meter used in Tama New Town

installed outside the buildings and, as they might be subjected to damage due to heavy rainfall and floods, water meters of active type which are usually employed for centralized telemetering were used. The totalizer was in 8 decimal digits comprised of a number of semiconductor elements.

In every block for building management, the TCU and a public telecommunication line were installed with the view that coincidence of building management and meter reading can offer considerable advantages. A TCU covers a maximum of twenty RU's and a RU covers the same number of SOU's which each covers four water meters or electronic counters in turn.

For meter reading, when the automatic calling unit in the centre is activated, the unit automatically selects a building block (TCU) by dialling the telephone number according to the computer stored program. Then the activating signal is transmitted to the RU, and finally to the selected water meter. In return, the totalized value of the water meter reading is converted to an electric signal and inputted to the SOU, in which the signal is further converted to a combined signal of two frequencies in the audible frequency range to be sent to the RU, the TCU and the centre via the public telecommunication line. The facilities in the centre process the transmitted data and store it on magnetic tape which can then be sent to the computer centre of joint utilities for billing.

The system actually started its operation in April 1977 and covered approximately 8000 water meters. The average time required for reading a meter was just about two seconds.

(3) Example 2—The Automatic Water Meter Reading System using Telephone Lines in Saitama Kennan Water Supply Authority

There are a large number of housing complexes which are managed by the Government, The Japan Housing Corporation, the related local government and private developers. Both the passive type (see Photo. 3) of 20 and 25mm with a contact point storage unit and the active type of 40 to 150mm with a reed switch have been used since 1970 as water meters for collective dwellings in the area. Meter reading in such systems was manually performed at the centralized read-out panel installed in each housing block.

In 1978, a method of collective meter reading for each housing complex was discussed along with the installation of a meter reading centre. In 1979, the project partially materialized, dealing with four housing complexes covering 2238 water meters which are to be automatically readout by means of telephone lines.

For this system, a space for the centre was allocated within the area of the water authority. For data transmission, public telecommunication lines were used to connect the centre and the subcentres which were

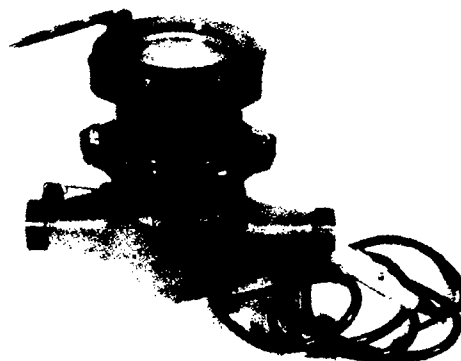


Photo 3. Passive type water meter used in Saitama Kennan

located in each housing complex and privately laid lines were used to connect the subcentre and the water meters within the complex (see Fig. 3).

Once the automatic calling unit is activated in the centre, the system automatically selects a subcentre by dialling the telephone number according to a computer stored program. The selected subcentre in turn selects a centralized read-out panel keeping the line to the centre connected. Then the centralized read-out panel in its turn reads the totalized value stored in the water meter keeping the line to the subcentre connected and it transmits it in return to the subcentre. The subcentre, after completion of the designed meter reading process, transmits the data to the centre by way of public communication lines. The units in the centre output the receiving data onto floppy discs. The time required for reading a meter is approximately three seconds.

Billing for the collected data is performed by The Saitama Prefecture Water Service Corporation, where the floppy discs from the centre are processed by the data processing units.

(4) Approximate estimated cost for main equipment (in Japanese Yen at end of 1981)

	Tama New Town	Saitama Kennan
Water meter with encoder	¥25 000/meter	¥30 000/meter
SOU	¥50 000/unit	
RU	¥150 000/unit	
TCU	¥2 000 000/unit	
Meter-reading panel		¥860 000/50 meter
Subcentral equipments		¥2 800 000/unit
Central equipments	¥70 000 000 (Capacity for 20 000 meters)	¥42 000 000 (Capacity for 20 000 meters)

Number of meters installed at Dec. 31, 1981 12 000 7 000
Wiring and installation costs depend on the location of buildings.

6. Automatic Meter Reading System using Wireless Systems

While some experiments on meter reading and billing

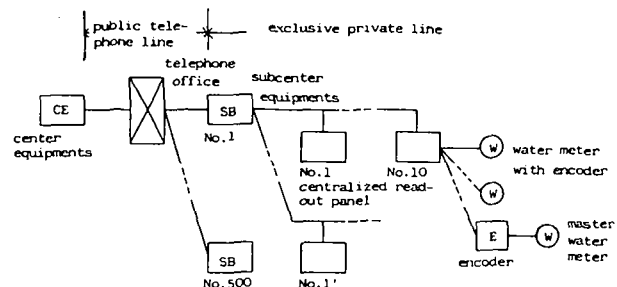


Fig. 3. The system of Saitama Kennan Water Supply Authority

wireless transmission channels have been reported, there has been no such system operational in this country. The principal reasons for this are because of restrictions on wireless transmission in Japan, because of economic profitability and the reliability of collected data. When this type of system is compared with various alternatives described in this paper, the future possibility of such a system becoming more practicable than the other systems, the one using NTT lines for example, is rather low.

7. Conclusion

Automatic meter reading systems in Japan using varied transmission lines have been described in this paper. It is suggested that the system using the subscriber's telephone networks based on the results achieved by the activities of the "General Telemetering Development Conference" on a nation-wide basis will take the main stream of meter reading systems in the future. The possibility, however, of the appearance of viable new systems in the future using quite different media and technologies from those described above should not be neglected: the rapid developments in metering, telecommunications and computer technologies based on modern electronics, demand that fresh consideration is given to the subject from time to time.

Dr. Hajime Onoda, Fellow Member, Japan Water Works Association

(SYSTEME DE LECTURE AUTOMATIQUE A DISTANCE POUR LE COMPTAGE DE L'EAU AU JAPON)

1. Introduction

Les services d'eau au Japon ont tout fait pour assurer une distribution à d'eau stable et pour développer l'efficacité de tâches telles que la lecture et la facturation des compteurs. Leurs efforts ont été facilités par les progrès de la technologie électronique, surtout dans les domaines de l'instrumentation et des télécommunications, et de la technologie des ordinateurs; ceci a donné lieu à un développement remarquable dans les systèmes de lecture automatique des compteurs. Dans cette contribution, plusieurs systèmes de lecture automatique des compteurs sont examinés, surtout en ce qui concerne les lignes de transmission.

2. Système de lecture automatique des compteurs utilisant des lignes privées

Le premier développement d'un système de lecture automatique des compteurs au Japon utilisant des lignes privées fut réalisé dans un grand immeuble de bureaux avec de nombreux occupants. De tels systèmes sont appelés des systèmes de lecture

centralisée pour compteurs d'eau. Leur succèdent des systèmes de lecture centralisée des compteurs pour plusieurs immeubles, développés en même temps que d'autres systèmes d'obtention de données.

En principe, il y a trois modes de lectures à distance des compteurs d'eau. Le mode actif qui envoie un signal pulsé par unité de volume d'écoulement d'eau à un compteur à distance; le type passif où la valeur totale de l'eau utilisée est lue, et le type actif-passif où ces caractéristiques sont combinées.

Le type actif peut être subdivisé comme suit:

- le type auto-générateur qui transmet un signal de tension pulsée;
- le type avec contact qui utilise le plus souvent un commutateur à lame vibrante ou un relais à verrouillage ou un micro-commutateur nécessitant un courant secteur, et
- le type sans contact utilisant un détecteur magnétique, c'est-à-dire un élément à effet Hall ou un élément de magnéto-résistance.

Au début, des compteurs électro-magnétiques furent utilisés en tant que compteurs de lecture à distance pour le compteur d'eau du type actif. Ils furent

remplacés ensuite par des compteurs mécaniques actionnés par moteur D.C. puis par des compteurs mécaniques actionnés par moteur à paliers. Avec certains de ces compteurs de lecture à distance, le volume total de l'écoulement d'eau était lu électriquement. Récemment des compteurs électroniques ont été utilisés, munis de dispositifs de lecture normalement passifs mais pouvant être actifs. Tous ces types de compteurs à distance peuvent être placés dans un boîtier dans un système centralisé de lecture de compteurs.

Avec le mode passif de compteurs d'eau, le volume d'eau total qui passe par le compteur est affiché sur un totaliseur type à rouleau ou sur un compteur type à aiguille comme pour les compteurs d'eau classiques, mais cet affichage est lu électriquement, par exemple en se servant de la position d'un bras rotatif qui vient en contact avec un des dix contacts fixes d'un commutateur rotatif pour chaque chiffre pour le code décimal. En plus du code décimal, il y a des commutateurs utilisant le code CDB (code décimal binaire) avec code de parité correspondant à quatre contacts fixes et des commutateurs codés CDB avec code de parité correspondant à cinq contacts fixes. Ces compteurs n'ont pas de source électrique, pile ou générateur, dans le boîtier ou dans le mécanisme indicateur. Le mode passif peut être utilisé dans des systèmes centralisés de lecture en combinaison avec les caractéristiques suivantes:

(a) sélection du compteur d'eau; (b) valeur totale de la lecture; (c) sortie des données de lecture; (d) traitement des données pour la direction et la transmission à des systèmes combinés.

Dans le type actif-passif de compteurs d'eau développé récemment (voir Photo 1) (Page 1), un détecteur à magnéto-résistance envoie une pulsation par unité de volume d'écoulement d'eau vers un compteur électronique qui affiche le volume total de l'écoulement d'eau. Cette affichage est alors lu électriquement. En même temps, ce détecteur peut envoyer la même pulsation de tension pour activer un commutateur sans contact qui peut servir à actionner un indicateur instantané du débit ou à activer un compteur à distance ou encore à servir pour des essais ou des vérifications.

Le mode passif étant multi-fonctionnel, il est fort probable qu'il sera utilisé pour les systèmes de lecture de compteurs d'eau de dimensions très variables.

Au Japon, les lignes qui relient les compteurs d'eau télémétriques à des récepteurs ou à des dispositifs de lecture de compteurs sont des câbles ayant de 2 à 5 âmes qui sont posés aux frais des particuliers.

La lecture des compteurs dans les systèmes de lecture télémétrique se faisait d'abord manuellement. Maintenant ces opérations nécessitent une impression sur rouleaux de papier, une perforation de bandes de papier, un enregistrement sur bande pour cassette et autres techniques d'enregistrement. Des efforts ont été faits récemment par des fabricants de périphériques pour satisfaire les demandes d'amélioration de la fiabilité, les divers besoins des usagers et pour réduire le coût en utilisant des micro-processeurs pour le comptage.

3. Systèmes de lecture automatique de compteurs utilisant de l'énergie électrique

Pour les compagnies de distribution d'électricité, il est avantageux d'employer les mêmes lignes pour la transmission de signaux de commande, les données de lecture du compteur et d'autres informations en même temps que la distribution de l'électricité qu'elles vendent. Il a été prouvé qu'il est techniquement

possible d'avoir une lecture automatique du compteur bien qu'actuellement ceci ne semble pas économiquement réalisable en tant que système autonome.

4. Systèmes de lecture automatique de compteurs utilisant les systèmes CATV

Il y a environ 28 000 réseaux de télévision par câble (CATV) au Japon pour la réception des émissions de télévision, desservant environ 3 000 000 clients. Ce chiffre représente environ dix pour cent de tous les clients du NHK (la Corporation de radio-diffusion japonaise), et les CATV semblent intéressants comme canaux de transmission pour des systèmes complexes, à cause de leurs caractéristiques avantageuses.

Divers documents existent sur les expériences de lecture des compteurs d'eau dans le cadre de systèmes intégrés à un système complet de gestion de logements, lui-même partie intégrante d'un système d'information régionale.

Cette expérience a été faite au sein d'un grand complexe de logements, (un quart étant concerné) le compteur d'eau de chaque famille (type passif) étant relié à un réseau de câble coaxial par l'entremise d'un terminal. Le bâtiment et le centre de lecture des compteurs sont reliés par des lignes de communication spéciales. Le centre de lecture des compteurs est constitué d'un ordinateur équipé d'un ensemble de matériels de sortie des données pour la lecture des compteurs. Le système se sert de certaines fibres optiques pour la lecture des compteurs. Il s'est avéré techniquement possible, dans une série de projets expérimentaux, de lire les compteurs automatiquement avec les réseaux CATV dans le cadre d'un système à multiobjectifs, mais économiquement, il n'est pas encore réalisable. Si les problèmes économiques peuvent être résolus, beaucoup de ces systèmes seront utilisés dans un proche avenir.

5. Système de lecture automatique de compteurs utilisant des câbles téléphoniques

(1) Réseaux téléphoniques de la NTT—Nippon Telegraph and Telephone Public Corporation

Les restrictions légales font que, bien que des propositions aient été énoncées pour utiliser les réseaux téléphoniques de la NTT, ces propositions n'ont pu être acceptées.

En 1968, la NTT a réalisé une étude technique pour les systèmes de lecture automatique des compteurs utilisant les lignes téléphoniques des abonnés pour établir le plan d'une série d'expériences devant commencer en avril 1969, en coopération avec le Bureau des Usines d'Eau de Tokyo Metropolitan, le Bureau gouvernemental des Egouts de Tokyo Metropolitan, la Compagnie du Gaz de Tokyo et des fabricants de matériel de transmission des données. Ces expériences furent réalisées en quatre sessions étalées sur six ans, aboutissant à une confirmation de la faisabilité technique de ces systèmes. Des compteurs d'eau de types actif passif, de presque toutes les dimensions, installés dans toute la ville de Tokyo, furent utilisés pour ces expériences. Le centre de lecture des compteurs se trouvait au Bureau des Appels Interurbains de Tokyo, qui a réuni toutes les données concernant les lectures des compteurs.

Une combinaison de deux fréquences différentes dans la gamme audible fut utilisée pour le signal de transmission entre le centre et les terminaux. Le temps moyen requis pour lire les compteurs d'eau, de gaz et

d'électricité d'un abonné était de deux secondes environ à condition que la ligne ne fut pas occupée.

En octobre 1975 le Ministère des Services Postaux a établi un "Groupe de recherches pour les systèmes téléométriques" afin de faire étudier la faisabilité des systèmes de lecture automatique des compteurs à distance et des détecteurs, en utilisant les lignes électriques de communication. Nombre de chercheurs du Bureau des Usines d'Eau de Tokyo Métropolitain, de la Compagnie du Gaz de Tokyo, de la Fédération des Compagnies de l'Electricité, de la NTT et des fabricants de matériel de télécommunications ont participé ainsi que des personnalités réputées en ce domaine. Les membres du Groupe ont poursuivi des recherches poussées, des études et des discussions; les résultats furent résumés dans un rapport final, paru en décembre 1977.

A la suite de ce rapport, le Ministère des Services Postaux a créé la "Conférence Générale pour le Développement du Télécomptage" en juillet 1978, réunissant des représentants de la NTT, des autorités publiques, des fabricants de matériel de télécommunication, des fabricants de compteurs et des experts convaincus que l'utilisation du réseau téléphonique des abonnés était la façon la plus efficace d'établir des lignes de transmission pour le système de lecture téléométrique des compteurs envisagé, étant donné le nombre d'abonnés du téléphone (35 000 000) et les caractéristiques de transmission du réseau. Des rapports annuels ont été publiés qui indiquent chaque année les résultats des activités de recherches et de développement.

Le système de lecture téléométrique des compteurs défini par la Conférence comprend trois éléments: les centres, les lignes de transmission et les compteurs (voir Fig. 1) (Page 2). Un centre peut appartenir à une autorité individuelle à des groupes ou encore le centre de la NTT peut être utilisé. Les lignes téléphoniques existantes seront utilisées pour transmettre les données de la lecture les compteurs étant installés et gérés par les autorités compétentes. Les compteurs peuvent être ainsi relevés périodiquement et spontanément. Le système pouvant être relié aux systèmes de facturation et autres systèmes associés pour constituer un système intégré efficace pour lire et facturer automatiquement la consommation indiquée sur les compteurs.

Quant à la méthode pour lire les compteurs, l'ordinateur central choisit automatiquement le téléphone du client, relie la ligne et lit électriquement les données emmagasinées dans le compteur.

Le système étant conçu pour utiliser le temps libre sur la ligne, les appels téléphoniques ordinaires ont priorité et le processus se répète jusqu'à ce que les compteurs soient relevés.

Bien que plusieurs systèmes utilisant le réseau des télécommunications publiques aient déjà été mis en oeuvre, aucun système n'utilise le réseau téléphonique des abonnés à cause des restrictions légales, bien que quelques systèmes soient opérationnels sur une base expérimentale.

Au Japon les réseaux téléphoniques des abonnés dépendent de la Loi sur les Télécommunications Publiques, personne à part l'abonné ne pouvant installer du matériel supplémentaire autre que le téléphone dans sa zone résidentielle (clause 1 de l'article 28, article 36 et clause 3 de l'article 105). Cependant il est prévu que ces restrictions vont être réduites dans un proche avenir pour permettre l'utilisation du réseau téléphonique des abonnés. Certaines autorités de l'eau ont commencé des essais pratiques considérant que les réseaux des abonnés pourront servir.

Le système de la lecture automatique des compteurs utilisant les réseaux téléphoniques des abonnés pour la

transmission devrait connaître prochainement un large développement.

- (2) Exemple 1— Le Système de lecture automatique des compteurs utilisant les lignes téléphoniques de la Ville Nouvelle de Tama (voir Fig. 2) (Page 3).

Dans le système proposé, le centre de lecture des compteurs comprend une unité d'appels automatiques et un système informatique installés dans le bureau principal des Services d'Eau de la Nouvelle Ville de Tama. Pour les lignes de transmission, des lignes de télécommunication publiques furent utilisées pour relier le centre et la commande du terminal (TCU) qui couvre plusieurs bâtiments; des lignes privées furent posées pour interconnecter le TCU, le relais (RU) installé dans chaque bâtiment, les unités de sortie des signaux (SOU) et les autres dispositifs installés à tous les étages des bâtiments.

Les compteurs d'eau utilisés pour le système étaient principalement du type passif de 20mm (voir Photo 2) (Page 3), avec un dispositif d'entreposage du point de contact, et un totaliseur à 4 chiffres décimaux. Le compteur d'eau et le SOU sont reliés par un câble à 14 âmes par l'entremise d'un raccord ayant des commutateurs à fiches de 20 pcs. De grands compteurs d'eau pour les robinets d'eau collectifs furent installés en dehors des bâtiments, des compteurs d'eau du type actif généralement employés pour le télélevé centralisé étant utilisés du fait que les pluies et les inondations risquaient de les endommager. Le totaliseur comprenant plusieurs éléments de semi-conducteur pouvait lire 8 chiffres décimaux.

Dans chaque bloc pour la gestion du bâtiment, un TCU et une ligne de télécommunication publique furent installés, la coïncidence entre la gestion du bâtiment et la lecture des compteurs offrant des avantages importants. Un TCU englobe vingt relais au plus et un relai englobant le même nombre de SOU qui, elles, englobent quatre compteurs d'eau ou compteurs électroniques.

Pour lire le compteur, lorsque l'unité d'appel automatique au centre est activée, l'unité choisit automatiquement un bloc TCU en composant le numéro de téléphone d'après le programme emmagasiné dans l'ordinateur. Le signal activé est alors transmis au RU et finalement au compteur d'eau choisi. La valeur totale de la lecture du compteur d'eau est alors convertie en un signal électrique et passe au SOU, où le signal est converti à nouveau en un signal combiné de deux fréquences dans la gamme audible des fréquences pour envoi au RU, au TCU et au centre en passant par la ligne des télécommunications publiques. Le centre traite les données transmises et les emmagasine sur une bande magnétique qui peut être envoyée au centre de l'ordinateur des services communs réalisant la facturation.

Ce système a commencé de fonctionner en avril 1977, couvrant environ 8000 compteurs d'eau. Le temps moyen nécessaire pour lire un compteur était de deux secondes environ seulement.

- (3) Exemple 2— Le Système de lecture automatique des compteurs utilisant les lignes téléphoniques du Service de la Distribution de l'Eau de Saitama Kennan.

Le gouvernement gère un grand nombre de grands ensembles immobiliers; il en va de même du Japan Housing Corporation, du gouvernement local intéressé et de promoteurs privés; des compteurs d'eau pour logements collectifs dans la région sont utilisés depuis 1970, du type passif (voir Photo 3) (Page 3), avec unité d'entreposage par point de contact de 20 et 25mm et du type actif avec commutateur à lame vibrante de 40 à 150mm. La lecture des compteurs dans ces systèmes

fut faite manuellement au panneau de lecture centralisé installé dans chaque bloc de logements.

En 1978 une méthode de lecture collective des compteurs pour chaque ensemble de logements fut étudiée, ainsi que l'installation d'une lecture centrale des compteurs. En 1979 le projet fut matérialisé en partie, pour quatre complexes de logements contenant 2 238 compteurs d'eau relevés automatiquement par lignes téléphoniques.

Le centre de ce système fut installé au sein du service des eaux. Pour la transmission des données, des lignes de télécommunications publiques furent utilisées pour relier centre et sous-centres placés dans chaque complexe de logements et des lignes particulières furent posées pour relier le sous-centre et les compteurs d'eau du complexe (voir Fig. 3) (Page 4).

Une fois l'appel automatique émis au centre, le système choisit automatiquement un sous-centre pour former le numéro du téléphone d'après un programme emmagasiné sur ordinateur. Ce sous-centre sélectionne à son tour un panneau central de lecture, en maintenant la ligne reliée au centre. Puis le panneau central de lecture lit la valeur totale indiquée sur le compteur d'eau en maintenant la ligne reliée au sous-centre et celle-ci la transmet à son tour au sous-centre. Le sous-centre, une fois terminé le processus de lecture du compteur, transmet les données au centre par lignes de télécommunications publiques. Les unités du centre font passer les données reçues sur des disques souples. Le temps requis pour lire un compteur est de trois secondes environ.

La Saitama Prefecture Water Service Corporation facture les données obtenues, les disques souples du centre étant traités par des unités de traitement des données.

(4) Coût approximatif estimé du matériel de base (en Yen japonais fin 1981)

	Viller Nouvelle de Tama ¥	Saitama Kennan ¥
Compteur d'eau avec encodeur	25 000/compteur	30 000/compteur
SOU	50 000 l'unité	
RU	150 000 l'unité	
TCU	2 000 000 l'unité	

Panneau de lecture de compteur	860 000/50 compteurs
Matériel des sous- centres	2 800 000 l'unité
Matériel du centre	42 000 000 (capacité pour 20 000 compteurs)
Nombre de compteurs installés au 31 décembre 1981	12 000 7 000

Le coût du montage et de l'installation dépend de l'emplacement des bâtiments.

6. Système de lecture automatique des compteurs utilisant les systèmes de radio-diffusion

Des expériences pour la lecture et la facturation des compteurs en utilisant les canaux de transmission de la radio-diffusion ont été indiquées, mais aucun système de ce genre n'est utilisé dans ce pays. Ceci vient notamment des restrictions sur la transmission radio au Japon, basées sur les avantages économiques et la fiabilité des données obtenues. En comparant ce type de système avec les diverses solutions décrites plus haut, les possibilités d'utiliser un tel système à l'avenir plutôt que d'autres — celui qui utilise les lignes de la NTT par exemple — semblent modestes.

7. Conclusion

Cette contribution traite des systèmes de lecture automatique des compteurs utilisant diverses lignes de transmission au Japon. Il est indiqué que le système employant les réseaux téléphoniques des abonnés, basé sur les résultats obtenus à la suite de la Conférence générale sur le Développement du Téléenregistrement sur une base nationale sera celui utilisé le plus à l'avenir pour la lecture des compteurs. Toutefois la possibilité de trouver par la suite de nouveaux systèmes qui utilisent des moyens et des technologies différents de ceux décrits ici ne doit pas être écartée: le développement rapide des technologies du comptage, des télécommunications et des ordinateurs basées sur l'électronique moderne implique des mises à jour périodiques.

S. J. Goodwin, Water Research Centre and J. E. Tame, South Eastern Electricity Board.

Introduction

One of the most interesting developments currently taking place in the field of revenue metering is that of remote reading of customers' meters. There are at present two systems being developed in the UK and whilst systems for remote meter reading are not new these systems have one major difference.

For the first time it is a practical proposition to build a system, based on an electronic unit containing a micro-processor, which can be installed in a customer's premises and which allows effective two-way communication with each property. This facility enables a wide range of functions to be carried out in order to improve service and reduce costs. This paper discusses the basic concepts of both of the systems, describes the equipment used and finally outlines the potential benefits of the systems to the Water Industry.

Concept of the Systems

Both systems are being developed for the use of water, electricity and gas utilities and consist of an electronic unit containing a micro-processor, installed in each

property, which is in two-way communication with each utility. This unit will normally be located at the electricity meter position. Connected to the unit are the individual utility meters and any other sensors or control devices which may be required. A display unit may also be connected to the system and can be located anywhere within the property at the convenience of the customer.

A schematic of these systems is shown in Figure 1.

The main features of both systems are:

1. Remote reading of electricity, water and gas meters;
2. Calculation and display of meter reading and charges at the property on the display unit;
3. Detection of failure or alarm conditions, ie. loss of supply or water leakage;
4. Remote control of valves or switches to facilitate both routine and emergency management of energy or water demand.

The first system is being developed by the UK South Eastern Electricity Board in order to assist their

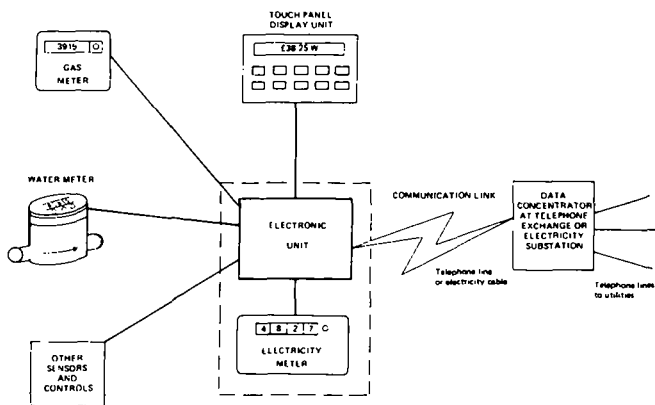


Fig. 1 Schematic of Remote Metering System

customers in the wise use of energy whilst minimising the impact of rising energy prices. It is called the Credit and Load Management (CALM) system and communicates using the telephone line when it is idle. If a consumer does not have a telephone line, the electronic unit (CALMU) can be connected to any telephone line passing close by, as several units can be connected to the same line.

In operation the individual CALMUs are interrogated on a regular basis by a computer based data concentrator located at the local telephone exchange. Properties where the line is in use are identified and these units are interrogated at a later time. From the exchange the relevant information will be separated and relayed to each utility's offices as appropriate using any convenient communication system. It is likely that the information derived will be required by both the billing centre and the operational control centres/district offices of the utilities.

In addition, each CALMU is able to operate in isolation, i.e. without communications, although in this mode the facilities are limited. Further, with any temporary loss of communication, CALMU continues to function quite normally. Development of this equipment is well advanced and field trials in three locations throughout the UK, involving approximately 300 customers are planned for the later part of 1982. All three utilities will be involved.

The second system is being developed by Thorn EMI in the private sector under the sponsorship of the Department of Industry and uses the low voltage electricity mains as the communication medium. This is made possible by a newly patented Thorn EMI development which overcomes the relatively high power requirement of traditional methods of transmitting signals along the power lines. This can be achieved without interfering with the power supply.

A small computer at the local electricity sub station communicates with the electronic units in each property either individually or in block, and relays the information obtained to the individual utilities most probably over telephone lines.

Field trials of this equipment will also begin in 1982 in 1000 houses in Milton Keynes and London although the involvement of each utility will vary. Water meters are to be installed in approximately 250 properties for this trial.

Uses of the System

There are many advantages to be gained from such systems if the technical problems can be solved economically. The main objective is to reduce costs and the major saving is likely to arise not from the remote meter reading facility but from the demand management possibilities. The electricity utilities expect their major benefits to arise from energy management on a

routine basis by enabling their customers to take advantage of attractive tariffs and to check at any time on the cost of the energy used. Also in times of emergency a complete power cut may be averted by a staged reduction in supply at each property.

From the Water Industry's viewpoint, the potential of the systems is enormous, provided that associated control equipment can be installed economically. They open up a whole range of possibilities in the areas of billing, charging, demand management and system management. A few of the possibilities which are most likely to be cost effective are discussed below.

The advantages of the system for meter reading and billing purposes are perhaps obvious. Meters can be read easily and at any time and customers can be billed at any desired frequency. Problems with access for internal meters and with the reading of external meters are reduced although meters will need to be checked at intervals. Tariff changes can be introduced for all customers on the same date and the costs of water consumed and any amount owned (or in credit) can be displayed to the customer ensuring conservation. In the future, the systems may also be used to allow payment of accounts remotely.

Possibly the greatest saving to the Water Industry will come from demand reduction effected by improved leakage control. Both systems are capable of automatically interrogating the water meter at pre-set times, i.e. 2 am and 5 am, and setting a signal, which can be examined the following morning, if the consumption is greater than some limit, e.g. 20 litres. Such consumption occurring regularly on several nights is most probably indicative of leakage. As most leakage on customers' premises occurs on the underground supply pipe to the property the location of the meter is important. To be most effective meters should be located outside at the boundary of the premises although this has a cost penalty over an internal meter in terms of both meter and cable installation costs. If meters are located inside the property for convenience, a simple flow sensor can be installed near to the external stop valve at the boundary of the property which can similarly be used to detect flow at night.

Leakage from the distribution system may also be detected by linking meters on the distribution mains into the system and looking for anomalies between the consumption on this meter at night and the individual household meters. It would be unrealistic to expect the readings to balance owing to the effect of meter error; however, changes in the difference in the registration are likely to indicate changes in leakage.

The main benefits of these facilities will arise both from a reduction in leakage levels and leakage control expenditure. Leaks will be reliably detected at an earlier stage than is currently possible by acoustic methods and district flow measurement. Also use of the system will obviate some of the labour intensive sounding and flow measurement, much of which takes place at night.

The system can also be used for several other methods of demand management. Limited evidence in the UK suggests that unlike other countries, the introduction of household metering will not have a significant effect on domestic consumption. Therefore, to be effective, demand management would concentrate not on a reduction in total consumption but on spreading peak consumption, on which much of the level of distribution system investment is based.

The most important peak consumption in many areas is the summer garden watering peak. This normally occurs in the early evenings during June, July or August and may be reduced in two ways. The first is by using a pricing policy. Consumption during peak evening hours can be recorded in a separate consumption store and charged for at a higher rate thus

encouraging customers to use such non-essential water at less critical times. By charging different customers peak rates at different times, the peak consumption can be effectively spread over a long period.

An alternative method would be to install a hydraulically operated valve either on the incoming supply pipe to the property or on the garden supply. This valve could be closed automatically during times of drought or similar emergency in order to reduce pressures or limit the maximum rate of flow into the property. It would most probably be necessary to offer a special tariff to encourage customers to opt for this system.

Demand control can also be exercised over the daily peak flow which normally occurs during the early morning. Although such use is essential for hygiene, etc, it is possible to spread this peak without affecting each customer's use of water. This can be achieved by automatically closing a valve installed on the supply pipe to the storage cistern during the early morning, thus delaying the filling of the cistern until the mid-morning. This facility is only feasible where large storage cisterns of at least 115 litres are used in the UK.

The benefits to be derived from these alternative methods of peak flow reduction lie in the deferment of capital expenditure for the reinforcement and extension of distribution systems and service reservoirs. There will also be an extension of the hydraulic capacity of existing distribution mains and possibly a reduction in pumping costs at peak times.

Use of the system is not solely confined to domestic applications as it can also be used to provide distribution system telecontrol. The installation of additional electronic units in convenient public buildings or road side kiosks, linked to flow meters, pressure transducers and electrically or hydraulically actuated valves in the distribution system may enable such telemetry to be installed much more cheaply than is currently possible. The benefits of distribution system telemetry are numerous although possibly difficult to quantify. They include an improved understanding and management of the distribution system enabling cost savings through improved efficiency to be achieved in virtually all areas of distribution system operations.

Finally, such electronic systems are compatible with water meters other than the mechanical types currently used. Power is available if required and in the future it may be possible to use the micro-processor to improve the flow characteristics of the meters used and even to re-calibrate remotely each meter at regular intervals. If meters were designed which, perhaps with regular in-situ re-calibration, had a service life of 20 years or more the cost of both installation and of maintenance would be substantially reduced. Having said that early indications are that as yet no meters exist which can

approach the present positive displacement meters for price or flow range.

It should be emphasised that the above uses are included solely to demonstrate the potential of the equipment. At this time it is far too early to be able to assess whether these or other uses will be either cost effective or feasible. The Water Research Centre is currently investigating the costs and benefits of all of the facilities that this type of equipment offers so that the Water Industry is able to decide which options are worthwhile. Much of this information will become available from the trials of the equipment planned to take place in 1982/83.

The Future

For such a system to be a viable proposition depends not just on the benefits derived by the Water Industry, but also on the benefits to the electricity and gas utilities. It is unlikely that the Water Industry would derive a sufficient cost saving to justify installation of the equipment alone and in fact this would not be a feasible proposition for the system using the electricity mains as a communication medium.

Initial economic studies have been performed by the South Eastern Electricity Board and it is estimated that the benefits to be gained by electrical load control and credit management would be greater than the cost of installing and operating the system. Consequently, the electricity utilities are likely to install the equipment and offer its use to the other utilities perhaps on a rental basis. It is therefore not unrealistic to assume that the system could be installed in entire towns or areas within the next ten years and available for use by the Water Industry.

To be effective in the Water Industry many of the uses would require all properties to be metered and this is currently not the case in the UK. There are approximately 750000 revenue meters in the UK and a further 20 million unmetered connections. This situation is likely to change in the next few years as unmetered customers now have the option to pay by meter and this is likely to increase the number of metered consumers to around 2 million or 10% of all connections.

At the present time universal metering in the UK is considered uneconomic. The cost of installing, reading and maintaining meters far outweighs the benefits to be gained from reduced consumption or an increase in the equity of water charges. It is possible however that by linking water meters to remote reading systems, the additional benefits which are to be gained could well tip the balance in favour of an extension of domestic metering.

S. J. Goodwin, Water Research Centre J. E. Tame, South Eastern Electricity Board

1. Introduction

Un des développements les plus intéressants actuellement en cours dans le domaine des relevés des consommations est celui de la lecture à distance des compteurs des abonnés. Il y a maintenant deux systèmes que l'on développe au Royaume-Uni; bien que les systèmes de lecture de compteur à distance existent déjà, ces systèmes diffèrent surtout sur un point.

Pour la première fois il est devenu possible d'établir un système fondé sur une unité électronique contenant un micro-processeur, qui peut être installée chez le client et qui permet une communication bidirectionnelle efficace avec chaque propriété. Cette facilité permet

d'effectuer une gamme de fonctions afin d'améliorer le service et de réduire les prix. Cet article traite des concepts de base de ces deux systèmes, décrivant le matériel utilisé et esquissant les avantages possibles de ces systèmes pour l'Industrie de l'Eau.

Concepts des Systèmes

Les deux systèmes sont en voie de développement pour les services publics distributeurs d'eau, d'électricité et de gaz. Ils sont composés d'une unité électronique contenant un micro-processeur, installée dans chaque propriété, reliée avec chaque service, comme émetteur-

récepteur. Généralement l'unité sera placée là où se trouve le compteur pour l'électricité. Les compteurs individuels des services sont reliés à cette unité ainsi que d'autres dispositifs de détection ou de contrôle. Une unité d'affichage peut aussi être reliée au système et être placée ailleurs dans la propriété suivant ce qui convient le mieux au client.

Un plan de ces systèmes est donné Fig. 1 (Page 8).

Les caractéristiques principales de ces deux systèmes sont:

1. Lecture à distance des compteurs d'électricité, d'eau et de gaz;
2. Calcul et affichage de la lecture du compteur et des taxes de la propriété sur l'unité d'affichage;
3. Détection de pannes ou d'alertes—c'est-à-dire perte de courant ou fuite d'eau;
4. Commande à distance des vannes ou des commutateurs pour faciliter la gestion de routine et de secours des demandes en énergie et en eau.

L'Office Britannique de l'Électricité dans le Sud-Est développe le premier système afin d'aider leurs clients à faire des économies d'énergie et à minimiser la hausse des prix. C'est le Système CALM (Credit & Loan Management) qui utilise la ligne téléphonique lorsqu'elle est libre. Si un consommateur n'a pas de téléphone, l'unité électronique (CALMU) peut être reliée à toute ligne téléphonique voisine, plusieurs unités pouvant être branchées sur une même ligne.

En service les CALMU individuels sont interrogés régulièrement par un ordinateur placé au central téléphonique local qui groupe les données. Les propriétés où la ligne est occupée sont identifiées et les unités sont interrogées plus tard. L'information obtenue sera probablement requise par le centre de facturation et par les centres de contrôle opérationnels municipaux des services d'exploitation.

De plus, chaque CALMU peut fonctionner seul, c'est-à-dire sans communications, mais alors les fonctionnalités sont limitées. De plus, s'il y a rupture provisoire des communications, CALMU continue à fonctionner très normalement. Le développement de cet appareil est bien avancé déjà et des essais sur place dans trois régions du Royaume-Uni, engageant environ 300 clients sont prévus pour fin 1982. Les trois services publics vont participer.

De la centrale l'information appropriée sera triée et transmise aux différents bureaux des services publics comme il convient, en utilisant pour ce faire n'importe quel système de communication adéquat.

Thorn EMI développe le deuxième système dans le secteur privé sous le parrainage du Ministère de l'Industrie. Il utilise comme moyen de communication le courant secteur faible tension. Ceci peut se faire grâce à un nouveau développement breveté Thorn EMI qui surmonte le besoin d'une énergie relativement élevée pour les moyens traditionnels de transmettre des signaux dans des secteurs électriques. On peut obtenir ceci sans avoir à toucher la source d'alimentation.

Un petit ordinateur placé dans la sous-station locale de l'électricité est en communication avec les unités électroniques dans chaque propriété, soit individuellement soit en bloc, et transmet l'information obtenue aux services individuels, probablement par lignes téléphoniques.

Des essais sur place de ce matériel commenceront aussi en 1982 dans 1000 maisons de Milton Keynes et de Londres, bien que chaque service sera impliqué différemment. Des compteurs d'eau seront installés dans 250 propriétés environ pour cet essai.

Utilisations du Système

Si les problèmes techniques peuvent être résolus d'une

façon économique, ces systèmes présentent beaucoup d'avantages. Le but principal est de réduire les coûts et l'économie la plus importante viendra sans doute non pas de la facilité de lecture à distance du compteur mais des possibilités de gestion de la demande des abonnés. Le service de l'électricité pense que les avantages essentiels viendront de la gestion de l'énergie comme affaire de routine, permettant à leurs clients de profiter des tarifs attractifs et de vérifier à tout moment le coût de l'énergie consommée. En cas d'urgence une coupure totale de courant pourrait être évitée par une réduction étalée du courant fourni à toutes les propriétés.

Du point de vue de l'Industrie de l'Eau, le potentiel de ces systèmes est énorme, à condition qu'il soit possible d'installer le matériel de contrôle associé de façon économique. Ils ouvrent toute une gamme de possibilités pour la facturation, l'établissement des prix, l'administration et la gestion du système. Certaines des possibilités ayant le plus de chance d'être rentables sont discutées ci-dessous.

Les avantages du système pour la lecture et la facturation du compteur sont peut-être évidents. Les compteurs sont faciles à lire à tout moment et les clients peuvent recevoir leurs factures à la fréquence qui leur plaira. Les problèmes pour avoir accès à des compteurs dans les maisons et pour lire les compteurs extérieurs sont réduits, mais il faudra cependant vérifier les compteurs de temps en temps. Des changements de prix pourront être imposés à tous les clients à la même date et le prix de l'eau utilisée et de toute somme due (ou à créditer) pourra être affiché pour la client. À l'avenir les systèmes pourront aussi servir à permettre le règlement de comptes à distance.

La plus importante économie pour l'Industrie de l'Eau viendra sans doute de la réduction de la demande grâce à un contrôle amélioré des fuites. Les deux systèmes peuvent interroger automatiquement le compteur d'eau à des heures pré-réglées, 2 heures et 5 heures du matin par exemple, fixant un signal qui pourra être examiné le lendemain matin si la consommation dépasse une certaine limite, 20 litres par exemple. Une telle consommation qui se produirait plusieurs nuits de suite indiquerait probablement qu'il y a une fuite. La plupart des fuites dans les locaux de clients viennent de la conduite souterraine d'amenée à la propriété; donc l'emplacement du compteur est important. Le mieux serait que, les compteurs soient placés en dehors des limites des propriétés, bien que ceci entraîne des frais par rapport à un compteur intérieur pour ce qui est des frais d'installation de câble et de compteur. Si les compteurs sont placés dans la propriété pour plus de facilité, un simple détecteur de débit peut être installé près de la vanne d'arrêt extérieure à la limite de la propriété, il servira aussi à détecteur le débit pendant la nuit.

Les fuites venant du système de distribution peuvent aussi être décelées en reliant des compteurs sur la conduite de distribution avec le système et en recherchant des anomalies entre la consommation sur ce compteur pendant la nuit et les compteurs individuels des ménages. Il ne serait pas réaliste de penser que les lectures soient équilibrées à cause de l'effet d'erreur du compteur mais des changements dans la différence dans l'enregistrement indiquent probablement des changements dans les fuites.

Les avantages principaux de ces facilités viendront d'une réduction dans les niveaux de fuite et dans les dépenses pour contrôler les fuites. Les fuites seront décelées plus tôt que maintenant par les méthodes acoustiques et la mesure du débit dans le quartier. L'utilisation du système éliminera aussi certains des sondages et des mesures de débit qui doivent souvent être faits la nuit et qui nécessitent beaucoup de main d'oeuvre.

Le système peut aussi servir pour plusieurs autres méthodes de gestion de la demande. Au Royaume-Uni certaines preuves font penser qu'à l'encontre d'autres pays l'introduction de compteurs ménagers n'aura pas un effet significatif sur la consommation domestique. Pour être efficace, donc, l'effort portera non sur une réduction de la consommation totale mais sur un étalement de la consommation aux heures de pointe; d'ailleurs le niveau d'investissement sur les systèmes de distribution est fondé sur ceci.

La période de consommation maxima dans nombre de régions vient de l'arrosage des jardins en été—généralement ceci a lieu en fin d'après-midi en juin, juillet ou août et il est possible de la réduire de deux façons, d'abord en utilisant une politique des prix. La consommation pendant la soirée peut être enregistrée dans une mémoire séparée et débitée à un prix plus élevée, encourageant ainsi les clients à utiliser cette eau non essentielle à des moments moins critiques. En débitant différents clients à des tarifs de pointe à des moments différents, la consommation maxima pourra être étalée sur une longue période et de façon efficace.

Une autre méthode serait d'installer une vanne fonctionnant hydrauliquement soit sur le tuyau de distribution à l'entrée de la propriété soit sur la distribution pour le jardin. Cette vanne serait fermée automatiquement en temps de sécheresse ou autre cas urgent afin de réduire les pressions ou de limiter la vitesse maxima du débit dans la propriété. Il serait probablement nécessaire d'offrir un prix spécial pour encourager les clients à opter pour ce système.

Un contrôle de la demande peut aussi être exercé sur le débit de pointe journalier qui a normalement lieu de bonne heure le matin. Bien que cette utilisation soit essentielle pour l'hygiène, etc, il est possible d'étaler la pointe sans affecter l'utilisation de l'eau par chaque client. Ceci peut se faire en fermant automatiquement une vanne installée sur le tuyau de distribution de la citerne de stockage de bonne heure le matin, retardant ainsi le remplissage de la citerne jusqu'au milieu de la matinée. Cette facilité n'est possible qu'avec des grosses citernes de stockage de 115 litres au moins comme celles utilisées au Royaume-Uni.

L'avantage venant de ces méthodes différentes de réduction du débit de pointe est le différé des investissements pour renforcer et développer les systèmes de distribution et les réservoirs du service. Il y aura aussi un développement de la capacité hydraulique de la conduite de distribution existante et peut-être une réduction du prix du pompage aux heures de pointe.

L'utilisation du système n'est pas limitée exclusivement aux applications domestiques, car il peut aussi servir pour fournir une télécommande du système de distribution. L'installation d'unités électroniques supplémentaires dans des immeubles publics qui conviennent ou dans des kiosques le long de la route, associée à des débitmètres, des indicateurs de pression et des vannes fonctionnant électriquement ou hydrauliquement dans le système de distribution, peut permettre l'installation de la télémetrie pour un prix bien inférieur au prix actuel.

Les avantages de la télémetrie pour le système de distribution sont nombreux bien qu'ils puissent être difficiles à quantifier. Ils comprennent une meilleure compréhension et une meilleure gestion du système de distribution, réduisant les frais grâce à une efficacité plus grande obtenue pratiquement dans tous les domaines de distribution du système.

Finalement, ces systèmes électroniques sont

compatibles avec des compteurs d'eau autres que les types mécaniques utilisés actuellement. L'énergie est disponible si nécessaire et il sera peut-être possible à l'avenir d'utiliser le micro-processeur pour améliorer les caractéristiques de débit des compteurs utilisés et même de recalibrer à distance tous les compteurs à intervalles réguliers.

Si des compteurs étaient conçus pour avoir une durée de vie en service de 20 ans ou plus et avec un recalibrage effectué régulièrement sur place, le coût de l'installation et de l'entretien serait nettement réduit. Ayant dit ceci, il semble actuellement qu'il n'y ait pas encore de compteurs valant les compteurs actuels en ce qui concerne le prix ou la gamme de débit.

Il faut souligner que les utilisations ci-dessus ne sont données que pour démontrer les possibilités du matériel. Actuellement il est encore beaucoup trop tôt pour pouvoir évaluer si ces utilisations ou d'autres seraient rentables ou possibles. Le Water Research Centre étudie actuellement le coût et les avantages de toutes les fonctionnalités offertes par ce type de matériel pour que l'Industrie de l'Eau puisse décider quelles options en vaudraient la peine. Une grande partie de cette information sera disponible après les essais du matériel prévus pour 1982/83.

L'Avenir

Pour qu'un tel système soit utilisable, il faut que les avantages ne soient pas seulement pour l'Industrie de l'Eau mais aussi pour les services de l'électricité et du gaz. Il est peu probable que l'Industrie de l'Eau y voit un gain en coût suffisant pour justifier pour elle seule l'installation et en fait cela ne serait pas une proposition possible pour le système utilisant le courant secteur comme moyen de communication.

Des études économiques préliminaires ont été faites par l'Office de l'Electricité du Sud Est et il est estimé que les avantages à gagner d'un contrôle de charge électrique et d'une gestion de crédit seraient supérieurs au coût d'installation et de fonctionnement du système. Donc les services de l'électricité pourraient bien installer le matériel et le louer aux autres services. Il n'est donc pas impensable que le système pourrait être installé dans des villes ou des régions entières dans les dix années qui viennent et qu'il serait alors disponible pour l'Industrie de l'Eau.

Pour vraiment servir l'Industrie de l'Eau il faudrait que toute l'eau fournie aux propriétés soit mesurée et ceci n'est pas actuellement le cas au Royaume-Uni. Il y a environ 750 000 compteurs relevant la consommation d'eau au Royaume-Uni et environ 20 millions de branchements sans compteur. Cette situation va probablement changer dans les années qui viennent car les clients sans compteur ont maintenant l'option de payer sur compteur et le nombre de clients ayant des compteurs devrait monter à 2 million environ ou 10% de tous les branchements.

Actuellement il est estimé peu économique d'avoir des compteurs partout au Royaume-Uni. Le coût de l'installation, de la lecture et de l'entretien des compteurs dépassent de beaucoup les avantages à gagner d'une consommation réduite ou d'une augmentation dans les profits des charges pour l'eau. Mais il est possible cependant qu'en associant les compteurs pour l'eau avec des systèmes de lecture à distance, les avantages supplémentaires à gagner pourraient bien faire pencher la balance en faveur d'un développement des compteurs domestiques.

Ulrich Fingerle, Zweckverband Landeswasserversorgung

The use of pipelines to transport and distribute drinking water has made it necessary from the very beginning to determine numerically the quantity of water delivered—whether in order to distribute costs fairly or in order to be able to operate a pipeline system rationally.

Before the patent for the water meter was taken out in 1852, it was necessary to pay not for the water delivered, but for the greatest possible inflow, which was adjusted by means of restrictor stopcocks or distributor columns.

As the number of water meters grew, so did the expenditure for reading them. Possibilities for reducing this expenditure are given below.

In addition to volumetric meters, there are quite a number of measuring methods, some of which permit the determination of the quantity directly, others, after an appropriate conversion.

Examples are:

- Venturi measurement using differential-pressure instrument and root-extraction device,
- Inductive measurement,
- Ultrasonic measurement and
- Swirler measurement.

Some of these methods give the quantity as an end product; the others, the instantaneous flow rate. The unknown value in each case can, however, always be derived by means of differentiation or integration from the known value. For a remote reading system, therefore, only one of the two values must be supplied.

Electrical transmissions, which are discussed in greater detail below, have proved to be practically the only suitable methods for remote meter reading.

The choice of the transmission system and the type of transmission depends primarily on the available transmission channel. For this reason, 3 basic cases are distinguished:

Case 1:

A permanent or somewhat permanent transmission channel (private line, line leased from the Post Office, radio link) is provided from every measuring point to the central office:

Then either flow-quantity pulses or electric currents proportional to the flow rate are transmitted to the central office, where they are recorded either directly or after integration. If there are great demands on transmission reliability, the flow-quantity value is determined on site and transmitted as a digital value.

Simple DC and AC transmission devices are seldom used; frequency-division and time-division multiplex remote control systems, which are often already equipped with microprocessors, are customary. Instead of remote control centres, microcomputers or process control computers can take over these tasks (including integration). All these methods are suitable mainly for pipeline systems of, for example, long-distance and regional water supply systems.

Case 2:

The transmission channel is not constantly available (Post Office dial communication line):

Then the meter reading must be taken on site in every case. After the communication connection is made manually or by means of an automatic dialling device, the reading is transmitted in an exclusively digital mode. In order to save call charges, current equipment technology makes it possible to read a relatively large number of locally stored values together in most cases. This method is particularly suitable when measuring points are few and far apart.

Case 3:

Practically no transmission channel is available:

Even then, possibilities exist for reducing the expense of meter reading. The meter reading must, however, be obtainable locally under all circumstances.

—Example 1:

Domestic water meters can be installed with additional metering equipment so that the meter reading can be transferred into a portable device (printer, tape recorder, electronic storage unit) via an outlet on the outside of the house.

This means that the meter reader is not dependent on the house residents' being present and the accessibility of the measuring point.

—Example 2:

Industrial water meters are equipped in a similar fashion. Since, however, additional values such as daily values, maxima, etc. are required here, the equipment must have an additional storage medium.

For the most part, cassette magnetic-tape recorders have been used for this purpose up to now. The mechanical and electrical complexity—and accordingly the financial expense—have therefore made this alternative justifiable for only a few, extremely important measuring points.

—Example 3:

A new and more economical development, promoted by the Zweckverband Landeswasserversorgung, uses a special semiconductor storage unit, which is advantageous because it has the lowest current consumption, instead of a tape recorder. The batteries built into the devices thus have a service life of several years. The stored values are transferred without contacts to a portable 'intermediate storage unit' using an optical transmission procedure, just as the intermediately stored values are transferred to a minicomputer.

Considering both the technical possibilities which are already available and the technologies of new media (broadband cabling, fibre optics), the path for future developments is marked out:

Transmitting meter readings for water, gas, district heating and electricity is no longer a problem from a technological point of view.

Rather, the difficulties are to be found in permits and rates; in Germany, the Federal Post Office is responsible for both.

Harold E. Snider, Water and Pollution Control Department, Kansas City, Missouri.

During the past few years, in the United States, there has been a great deal of experimentation in various forms of remote and automatic meter reading of utility meters. These experiments have involved various types of communications links including radio frequencies, electric power lines, cable television, and the existing telephone circuits.

The systems receiving the greatest amount of attention are the ones using existing telephone circuits. A three-phase development and field test program was conducted by one telephone company to perfect its equipment while allowing the meter manufacturers to design and perfect encoder registers, in addition to gaining working experience with local companies and

utilities involved. The three-phase program has proven that reading meters automatically over existing telephone circuits is feasible. The same telephone company recently rendered a decision to offer this service on an arrangement basis with the utilities working with and through the local telephone company. This decision has been long awaited. However, there are many issues remaining to be resolved before it becomes universally standard. Some of the major issues yet to be resolved are: economics of the system, ownership of the line coupler and collaboration by all the utilities benefiting from the system. Recognition must be made of the Utilities Telecommunications Council which organized a task force of representatives from American Gas Assn., Edison Electric Inst. and American Water Works Association to work with the common carriers in furthering this concept to reality. A survey was conducted of utility-industry interest in automatic meter reading using existing telephone circuits. Although there was high interest indicated in automatic meter reading, many utilities had difficulty justifying the cost of purchasing and installing equipment required. Several utility managers across the country indicated that many do not really know their actual meter reading costs. Furthermore, some middle management

personnel have admitted that meter reading costs do not include all related expenses, thus reflecting a more efficient operation. Those truly interested in automatic meter reading should evaluate the total savings that may be realized through this system, in addition to all of the many fringe benefits. The transition from manual meter reading will require cooperation and acceptance from the Labour Unions.

Automatic meter reading will become a reality just as the computer has become a necessity and not a luxury for the larger utilities. Services will be turned on and off remotely by the utility and accounts will be finalized, meters re-checked, all through the use of automatic meter reading. The key as to how rapidly automatic meter reading grows will be dependent upon the economics of the system, cooperation of the utilities in a particular area, and management's true awareness of the value of reading meters automatically. In some areas, service organizations may emerge, offering reading and billing services to all utilities.

In the United States, automatic reading of meters and billing customers is feasible, however, this program has been deferred due to lack of economic justification. Acceptance will occur when the true value of the program is recognized.

Corrosion in plants and pumping stations

Corrosion dans les installations de traitement et les stations de pompage

LIBRARY

International Reference Centre
for Community Water Supply
Leading

Author: Dipl. Ing. F. Kumpera (Austria)

Auteur:

Contributors: T. R. Atkinson (UK)

Contributeurs: W. C. S. Legge

(South Africa)

Principaux:

Dipl. Ing. Felix Kumpera, Stadtbetriebe Linz Ges.m.b.H. Institut für Wasseraufbereitung, Abwasserreinigung und -forschung A-4020 Linz, Koernerstr. 13.

1. Introduction

The problem of condensate formation inside valve rooms, pumping stations, pipe tunnels, and water treatment plants is commonly known and familiar to everyone involved in water engineering. The consequences of condensate formation are greater or lesser corrosion phenomena attacking pipes, pumps, fittings and—last but not least—the mineral construction materials themselves.

The damage that may result from condensate formation in such areas are of a number of kinds:

- Destruction of the coating of pipes, fittings and equipment made of steel or other ferrous metals, simultaneous with massive rust formation on all ferrometallic surfaces (except such as stainless steel);
- Damage to mineral construction materials, on one hand from moisture, on the other by the carbon dioxide from the ambient air that becomes dissolved in the condensate. Thus, over time, mortar, rough casting and concrete building materials change their chemical composition, since $\text{Ca}(\text{OH})_2$ components gradually change to CaCO_3 . Thus the risk of acidity attacking reinforcing steel rods and other elements is enhanced, especially when they are close to the surface.
- Damage resulting from the activity of plant and animal destructive agents. Coatings, mineral building materials and wood may—in conditions of permanent moisture—be attacked by moulds, lichens, algae, mosses and fungi.

Such conditions not only lead to destruction of materials and rotting; they are, from the viewpoint of hygiene, incompatible with a modern water supply system.

Thus protection against corrosion is absolutely vital, but today can also be effected successfully and economically. Suitable paints and coating systems provide effective protection against the continuing effects of water both in its vapourous or liquid state of aggregate over extended periods of time.

2. Interaction of Condensate and Coating Material

Condensate formation is among the severest trials of coatings and materials. Each coating material has a more or less marked propensity for moisture expansion, swelling or "soaking" and thus varying degrees of capacity to adsorb water. In case of considerable moisture expansion, material affected is softened to such an extent that it no longer adheres firmly to the base. Bubble formation and partial lifting off frequently follow.

Since the condensed water film is rich in oxygen, it is chemically quite aggressive and local cells form, in which iron becomes anodically dissolved and subsequently changes into rust.

Thus protective measures to be effective have—on the one hand—to eliminate the effects of humidity in the ambient air and—on the other hand—must aim at providing metal parts of the installation with a coating as impervious to condensate as possible.



Fig. 1. Destruction of a coating on a pipe by rust formation



Fig. 2. Bubble formation in the coating caused by condensate

With this in mind, de-humidifying of ambient air is of paramount importance—both for increasing the service life of the coating employed and at the time the coating is first applied.

3. De-Humidifying of Ambient Air

A certain familiarity with the basic laws of physics helps in recognizing the interdependence of humidity and condensate formation:

At any given time the air that forms our atmosphere contains a certain amount of water vapour, since the exchange of moisture in materials and ambient air is ubiquitous and continuous. The capacity of the air to absorb water is related to and limited by its temperature. 1 kg of air at 20°C and a pressure of 1 bar, i.e. approximately 0,83 m³ by volume, is capable of holding a maximum of 15,19 g of water vapour. If this is actually the case we talk about "saturated air". Most of the time, however, the air contains less water vapour, in which case we talk about "unsaturated air".

The capacity of warm air to absorb water vapour is much greater than that of cold air. The humidity of air can be measured and expressed in two different ways:

- "ABSOLUTE HUMIDITY", defined as the number of g of water vapour in one kg of dry air. Thus the total mass of humid air is not 1 kg, but rather (1 + x) kg and its volume v_{1+x} . Absolute humidity does not change with temperature!
- "RELATIVE HUMIDITY", on the other hand is expressed in terms of the relationship of absolute humidity to the saturation level of air at a specific temperature. Thus e.g. at +30°C, air could absorb 28,14 g of water vapour per kg of dry air (saturation). If it should actually contain e.g. 9 g of water vapour, its state of saturation would amount to $\frac{9}{28,14} = 0.319$, i.e. approximately 32 per cent.

Relative humidity is customarily represented by the Greek letter φ (phi). Unlike absolute humidity, relative humidity—as its name implies—changes inversely with changes in temperature, since the capacity of the air to absorb water vapour increases with rising temperatures.

3.1 Mollier h-x Diagram

This diagram enables us to determine graphically all conceivable changes of the state of humid air, such as may result from cooling, heating up, humidifying and de-humidifying.

Each point in the diagram corresponds to one unique state of a water vapour/air mixture, defined by the parameter *absolute humidity*, i.e. water vapour content in g in one kg of dry air, and the prevailing temperature.

The vertical lines represent specific, equal amounts of water vapour content. The lines representing equal, constant temperatures are straight lines, too, however, they change their slope with increasing temperature t. Solely the isotherm representing 0°C runs parallel to the x-axis.

The lines representing constant relative humidity all run between the y-axis, defined by $\varphi = 0$ and the limiting curve, defined by $\varphi = 1$, i.e. 100 per cent relative humidity. This limiting curve is actually the saturation curve.

Beneath the saturation curve we find the so-called "fog-zone". Here, minute droplets of condensate are suspended in saturated air. The straight lines sloping from the left down to the right connect points of identical enthalpy*) for (1 + x) kg of air above the water vapour content x.

* Enthalpy states the thermal charge of humid air in units of kJ per kg of dry air. This is defined as the amount of heat required—at constant pressure—to vapourize the water contained in the humid air at 0°C and to heat both water vapour and dry air to a specific temperature.

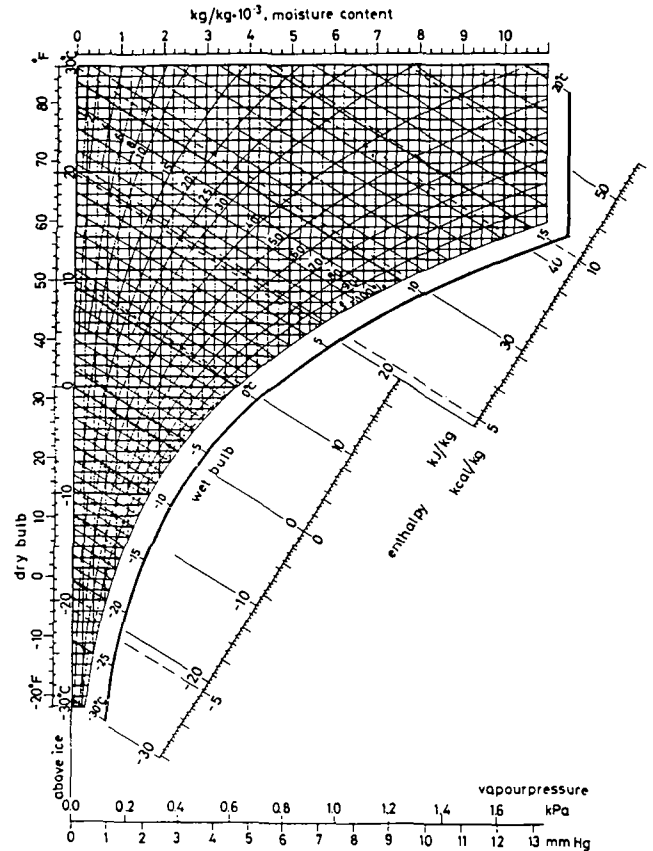


Fig. 3. MOLLIER h-x Diagram

Thus the cooling of humid external air in a valve room can be quantified as follows:

Air at a temperature of 20°C and a relative humidity of 70 per cent enters the valve room and there is cooled down to +8°C by contact with the outer surface of the water-conducting pipes and/or fittings. The absolute humidity of this air is 10,2 g. During the cooling process, saturation is reached at +14°C. While being cooled further down to +8°C, the air loses 10,2 g—6,7 g = 3,5 g of water per kg as a result of condensation. Thus condensate settles on the cold pipe surfaces.

This continuous formation of condensate may lead to moisture expansion of the coating of the lines, with resultant lessening of adhesion to the steel base. Formation of bubbles, lifting off and rust follow.

Any attempt to patch or otherwise repair the resulting damage to coatings is doomed to failure since re-coating cannot be performed except on a clean and well dried base material.



Fig. 4. Lifting off of a coating caused by application on a moist surface

Thus it is of paramount importance to effectively dehumidify ambient air when applying a protective coating. For this very reason, dehumidifying systems and equipment have become increasingly accepted as a protective measure in valve rooms and pumping stations, since thus all hazardous formation of condensate can be effectively prevented.

At the same time, reducing ambient humidity also benefits electrical switching gear as well as measuring and control devices by providing added protection and reliable service life.

3.2 Methods of De-Humidifying

Of the various de-humidifying processes available, such as cooling, de-humidifying by means of solid adsorption agents in quasi-continuous operation, and continuous drying of air by guiding it through a slowly rotating adsorption wheel, in actual practical application the latter process has turned out to offer a maximum of advantages. In this process, the humid air flows through a segment of a so-called "drying wheel" which is impregnated with crystalline lithium chloride.

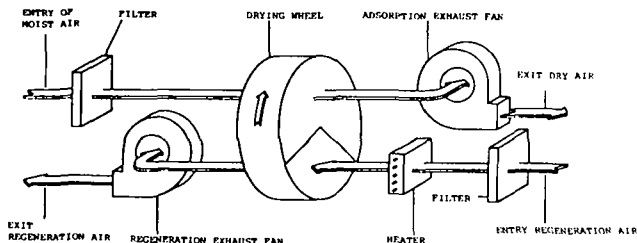


Fig. 5. Dehumidification by "drying wheel" method

4. Selection of Suitable Coating

Obviously, maximum durability or life is expected of any corrosion protection. To date, the system which performs best in this respect is the so-called Duplex System. Here, all corrosion-prone steel parts of the installation are first hot-dip galvanized. Subsequently, another plastic multi-layer coating is applied.

The effectiveness of the Duplex-Layer results from the long-term rust-protection provided by the zinc layer and its underlying zinc-iron alloy boundary layer, together with a plastic outer coating of optimal adhesion properties.

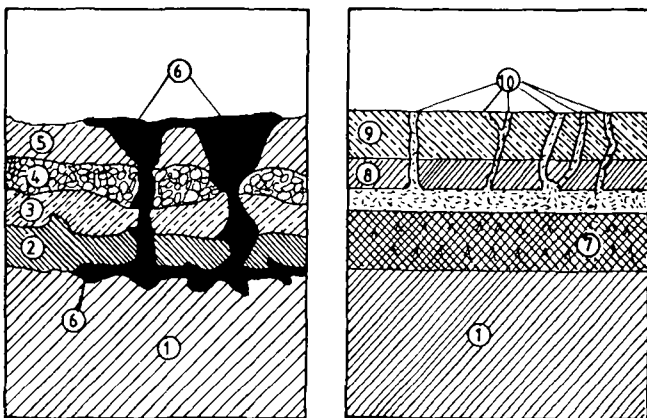


Fig. 6. Corrosion on non-galvanized and galvanized coated steel

- | | |
|---------------------------------|---|
| 1 steel | 7 zinc layer and zinc-iron alloy layer |
| 2 first rust prevention primer | 8 adhesive base coating |
| 3 second rust prevention primer | 9 top finish |
| 4 base coating | 10 zinc-salt formation in pores causing no destruction of the coating |
| 5 top coating | |
| 6 voluminous rust | |

In contrast to just plain steel as base material, in the case of Duplex-treated surfaces even diffusion of water vapour and oxygen through the coating of the galvanized surfaces does not lead to the formation of voluminous layers of rust. The corrosion products of zinc, exceeding the zinc itself only by 10 to 20 per cent in volume, prevent flaking or lifting off the coating in the boundary layer.

4.1 Galvanizing

However, in common usage, the concept or term "zinc plated", or even "galvanized" is not clearly defined and may give rise to misunderstandings. Consequently, we should like to define and explain in the following, what exactly we mean when using these terms. This is of particular importance because precise knowledge about the galvanized, zinc-plated or zinc-coated surface and its particular properties is decisive for choosing the proper subsequent coating:

4.1.1 Hot-Dip Galvanizing

The workpieces made of steel are dipped into molten/liquid zinc melting point (419°C).

In the boundary layer between molten zinc and iron, a hard iron-zinc alloy is formed which, near the surface, is richer in zinc, near the base, richer in iron. On rigid steel parts and components, the inherent brittleness of this layer is not a disadvantage, and, because of its thickness of approximately 100 μm it provides excellent protection for the underlying steel.

A tiny admixture of aluminium (in excess of 0,5 per cent) in the zinc melt prevents formation of the alloy boundary layer described above. The thin layer of zinc on steel thus resulting is more elastic than the hard and comparatively brittle iron-zinc alloy layer but, on the other hand, offers less protection.

4.1.2 Electro Galvanizing

This is an electro-chemical process, during which the passing of current through an aqueous solution of zinc salts builds up on iron surfaces a firmly adhering, homogenous layer of zinc. This process, however, is only used for galvanizing comparatively small parts and components.

4.1.3 Spray Galvanizing

In this process, molten zinc under pressure and by using an appropriate "gun" is sprayed onto the surfaces to be protected. The resulting zinc layer is neither entirely homogenous nor totally free from porosity—properties that must be reckoned with when selecting subsequent plastic materials.

4.1.4 Cold Galvanizing

In this process, granular zinc is blasted at high pressures and velocity against the properly cleaned, de-rusted and roughened surfaces. Part of the granules is thus "rubbed off" and adheres mechanically.

4.1.5 Zinc Coating

This term applies to the application—by brush or spray gun—of coatings or lacquers heavily pigmented with zinc dust or powder. Sometimes this process is incorrectly referred to as "cold galvanizing".

4.2 Adhesion of Coatings on Hot-Dip Galvanized Surfaces

Since not every coating material reliably adheres to hot

galvanized or zinc-plated surfaces, imperfect adhesion had to be reckoned with in the experimental phase. Such defects and imperfections occurred most frequently when saponifiable oleo-resinous or alkyd-resinous coatings were used. Today, wash primers with polyvinylbutyral-cresol resin combinations as bonding agents are frequently used, that contain a certain percentage of either ortho-phosphoric acid or ortho-butyl phosphate. The most suitable finishing or top coatings are those based on vinyl copolymers, cyclic rubber, epoxy resins and bituminous substances.

There are, however, also coatings suitable for direct, immediate application to hot galvanized surfaces. Among them are polyurethane resin varnishes (two-component systems), which are pigmented with micaceous iron oxide, titan dioxide, zinc phosphate, talcum powder and the like. Here, also certain epoxy resin enamels can be used, provided one is willing to accept a certain amount of chalking resulting in a loss in surface gloss. Certain coatings using chlorinated rubber present the same problems, but on the other hand offer the advantage of being impervious to moisture and changes in temperature.

A Selection Table (Table 1) enables us to rapidly make a choice of the optimally suited type in each case. This table, however, should be regarded only in the line of a general recommendation, since changes in relative composition within one type of bonding agent can substantially change the properties of the coating agent.

4.3 Proper Application of Coating-Materials

In order to achieve a coating of optimal service life and effective protection the following points, in accordance with manufacturers' recommendations, must be strictly observed:

1. State and condition of the surface to be protected
2. Environmental conditions during application of coating materials
3. Type of coating
4. Method or mode of application of the coating materials
5. Thickness of layer and gradual build-up of multiple-layer coatings.

Table 1 Selection of Coating—Materials to be applied on hot-dip galvanized steel

Basic bonding agent	CL	EP	UR	VI	AI	ACi	CE	BI	PE	AE	PF	MA	EPh	AC
PROPERTIES														
Drying time	1	2	2	1	3	2	1	2	3	3	1	1	1	1
Adhesion on recent hot-dip galvanized steel (cross cut test)	1	1	1	2	2	1	2	2	2	2	2	2	1	1
Wear resistance	2	1	1	2	4	2	3	4	4	4	2	2	1	2
Surface hardness	3	2	1	3	4	2	3	3	3	3	3	1	1	1
Retention of lustre	4	4	1	4	2	1	2	4	4	3	3	3	4	1
Resistance to fading	2	2	1	2	3	1	2	3	2	1	2	2	2	1
Resistance to water and most chemicals	1	1	1	1	4	2	4	1	3	2	1	3	1	2
Suitability for being coated with enamel	3	1	3	3	4	4	4	3	2	2	4	3	1	2
APPLICATION														
Spraying with or without compressed air	2	1	1	1	1	1	1	2	3	3	2	1	1	1
Brushing on	3	2	2	3	1	3	4	1	1	1	4	4	4	4
Dipping	2	4	4	2	4	4	2	1	4	4	4	3	4	4
Electrostatic spraying	2	2	2	2	2	3	2	4	4	4	2	2	2	2
Spraying onto the freshly hot surface of galvanized steel	4	1	3	4	4	4	4	4	4	4	4	3	1	3
Coilcoating	4	4	4	1	4	3	3	4	4	4	2	1	1	1

Remarks:

This selection table should be regarded only in the line of a general recommendation. Changes in relative composition within one type of bonding agent can vary the technical, physical and operational properties of the coating material.

- 1 excellent, very well suited
- 2 good, well suited
- 3 tolerable, may be used in certain special cases
- 4 inferior, not recommended.

- CL Chlorinated rubber
- EP Epoxid resin with polyamide-hardeners
- UR Polyurethane resin (two component system)
- VI Polymers of vinyl chloride with acrylates and/or acetates
- AI Alkyd resin (most on basis castor oil) pigmented with calcium plumbate
- ACi Polyacrylates with isocyanate-hardeners
- CE Combinations of cellulose nitrate with plasticiseol urea resins
- BI Bitumen products (bituminous coal tar, asphalts, asphaltites)
- PE PVAC (polyvinyl acetate)-dispersions
- AE Polyacrylate-dispersions
- PF Polyvinylidene fluoride (thermoset) for baking finish
- MA Melamin/alkyd resin combinations, baking enamel
- EPh Epoxide/phenolic resin-combination, baking enamel
- AC Polyacrylate resin, baking enamel

If only a single one of these points is neglected the durability and effectiveness of the coating is jeopardized. Thus e.g. the important prerequisite and starting condition of an absolutely clean surface must be achieved in order to make proper application of coating materials possible. Even the best of coating materials will fail on a poorly cleaned and prepared or moist surface.

The goal of dehumidifying the ambient air should be a relative humidity of approximately 45 to 50 per cent. Cost of electric power for a system like the one described above ("drying wheel") at current Austrian rates and assuming 15 hours of operation per day is in the range of AS 0,10 (~ 0,1 kWh) per m³ and day. Provided there are no open water surfaces which can continually give off moisture, such operational conditions provide the desired relative humidity easily at 15 to 18°C.

Coating agents and rust converters, which are supposed to provide adequate protection and service life even without previous de-rusting and drying of the surface to be protected, in actual experience and application have proved to be somewhat disappointing. It is therefore wise to approach such products with a certain modicum of caution.

Last but not least, however, it should be pointed out that coatings as a rule contain flammable solvents. Thus, when applying materials of this kind, care should be taken not only to provide a sufficiently dry atmosphere but adequate ventilation as well. When working in valve rooms of drinking water reservoirs, there is, furthermore, danger of solvent vapours entering the storage facilities. On contact, these vapours partially dissolve in surface water, and even bare traces of such contamination can make the water undrinkable. Thus the doors leading to storage facilities must be kept tightly closed during work of this kind to prevent even the slightest contamination of the stored drinking water.

An alternative to the use of steel and cast iron in combination with any of the coating systems described above is the use of stainless steel pipes. On the one hand, the amount of work during installation is considerably less, since lines do not have to be dismantled again after the first fitting assembly to be sent to the galvanizing works.

Furthermore, a comparison of materials and coating cost indicates that the essentially reduced wall thickness, permissible in case of stainless steel pipes helps to offset the higher per-kg price of stainless steel.

On the other hand, there is the disadvantage of having to use special welding equipment for inert gas welding, together with highly qualified personnel.

Another drawback lies in the fact that welding neck

Table 2. Relative cost comparison between steel (St. 37) and stainless steel (1.4301 and 1.4571)

Steel pipes, welded, hot-dip galvanized and coated = 10					
Diameter normal DN	50	100	200	250	300
steel pipe welded (thickness 3,6-6,3 mm) hot-dip galvanized and coated	100	100	100	100	100
steel pipe seamless (thickness 3,6-7,1 mm) hot-dip galvanized and coated	151	118	159	155	161
steel pipe seamless (thickness 8-10 mm) hot-dip galvanized and coated	221	210	194	177	180
stainless steel pipe X 5 CrNi 18 9 no coating (PN 10)	180	108	98	88	94
stainless steel pipe X 5 CrNi 18 9 coated (PN 10)	214	143	123	111	115
stainless steel pipe X 10 CrNi MoTi 18 10 no coating (PN 10)	223	193	133	103	113
stainless steel pipe X 10 CrNi MoTi 18 10 coated (PN 10)	265	227	158	126	134

Welding neck flanges Steel C22, hot-dip galvanized and coated = 100					
Diameter normal DN	50	100	200	250	300
steel C22, hot-dip galvanized and coated	100	100	100	100	100
stainless steel C 5 CrNi 18 9, no coating	185	194	192	193	153
stainless steel X 5 CrNi 18 9, coated	191	198	196	196	155
stainless steel X 10 CrNi MoTi 18 10, no coating	236	215	227	231	216
stainless steel X 10 CrNi MoTi 18 10, coated	242	220	230	234	218

or blank flanges of stainless steel are about twice to three times as costly as mild steel flanges. Thus, to keep such installations economical, as few flanges as possible should be used.

Both from the point of view of hygiene as well as that of corrosion resistance, it is to be hoped that the relative advantages of corrosion resistant stainless steel pipes in practical application will be more widely recognized to the point where, when selecting materials for particularly corrosion-prone parts of an installation, the undoubtedly lower first cost of soft steel does not always become the decisive factor.

5. Summary

In valve rooms, pumping stations, pipe tunnels and water treatment plants, formation of condensate leads to the damage or destruction of equipment and building materials as well as of pipe lines, fittings and occasionally also of measuring devices.

One of the most effective means of preventing corrosion in such areas is the dehumidifying of ambient air, which, on the one hand, assures long service life of passive corrosion protection, while, on the other hand, in case of patching and repairs, providing an important prerequisite for the effective application of coating materials: a dry base surface.

An ideal process for anti-corrosion coating is represented by the Duplex-System, which entails building up the protective plastic coating on hot galvanized steel. Depending on wear and conditions, this process provides 10 or more years of trouble-free performance before repairs may become necessary.

An alternative to using steel or cast iron in conjunction with the hot-dip galvanizing and coating process described would be the use of stainless steel tubing. One drawback of this method, however, is the required use of a special welding unit, while on the other hand the lower wall thickness of the pipes offers certain advantages.

A cost comparison shows the stainless steel pipes—when the reduced thickness of wall has been considered—are hardly more expensive than standard mild steel pipes.

References

van Oeteren, K. A. Korrosionsschutz—Beschichtungsschäden auf Stahl Leistungsbereich DIN 55928 Ursache—Abhilfe—Vermeidung, Bauverlag GmbH. Wiesbaden und Berlin 1979.

Brasholz, A. Handbuch der Anstrich- und Beschichtungstechnik Bauberlag GmbH. 1978.

Riesterer, H.-J. Verhütung von Schwitzwasserbildung und Korrosion in Wasserwerken, Pumpstationen und Wasserkraftwerken gwf Wasser/Abwasser 117 (1976) H. 6 S 264/266.

Steger, H. Erfahrungen und Überlegungen zur Trockenluftkoservierung von Kraftwerkskomponenten VGB Kraftwerkstechnik 57 (1977) H. 6 403/410.

Steger, H. Luftentfeuchtung als Schutzmaßnahme im Wasserwerk bbr 1978/5, S 121/124.

Eisenhans, K. Parallelen zwischen der Lufttrocknung in der Ozonerzeugung und zur Korrosionsverhinderung bbr 1978/5.

Ruttinger, E. Persönliche Mitteilung v. August 1979.

Suchomel, P. Persönliche Mitteilung v. August 1979.

van Oeteren, K. A. Ein Überblick über den heutigen Stand des Korrosionsschutzes von Stahlbauwerken Seifen-Öle-Fette-Wachse 1971/26, 1972/1, 1972/3.

Anonym. Test: Rostumwandler. Stiftung Warentest 1974/10.

Orth, H. Korrosion und Korrosionsschutz. Wissenschaftliche Verlagsges.m.b.H., Stuttgart 1974

Steger, H. Luftfeuchtigkeit. CAV 1977 114/115.

Steger, H. Die Verhütung der Schwitzwasserbildung durch ein einfaches physikalisches Verfahren Der Stahlbau 46 (1977) H. 8 S 24/244.

Steger, H. Schwitzwasser- und Korrosionsverhütung in Wasserwerken, Wasserkraftwerken, Schleusen und Wehranlagen Wasser-Energie-Luft 70 (1978) H. 1/2 S 14/18.

Kaessmayer, F. und Kumpera, F. Bitterwasser aus Linz. GWW 23 (1969) H. 4 S 77/79.

Schmit, J. Verwendung von Nirosta-Rohren in Wasserversorgungsanlagen GWW 31 (1977) H 2 S 52/53.

Fister, H. Persönliche Mitteilung vom 14. 12. 1981.

DVGW Merkblatt W 621 (Juli 1981) Heizung, Lüftung, Entfeuchtung in Wasserwerken.

Munters Ges.m.b.H. Hamburg. Luftentfeuchter nach dem Munters-Prinzip mit offenem und geschlossenem Regenerationskreis.

1. Introduction

Tous les ingénieurs qui s'occupent des questions de l'eau connaissent le problème de la formation d'eau de condensation (condensat) dans les salles de vannes, les stations de pompage, les tunnels de conduites et les installations de traitement d'eau. La formation de condensat entraîne des phénomènes de corrosion plus ou moins graves qui attaquent les tuyaux, les pompes, les accessoires ainsi que—et ce n'est pas le moins important—les matériaux de construction eux-mêmes.

Il y a plusieurs types de dégât pouvant venir d'une formation de condensat dans ces domaines:

- la destruction du revêtement des tuyaux, des accessoires et des pièces en acier ou autres métaux ferreux, en même temps que la formation de rouille sur toutes les surfaces ferro-métalliques (sauf sur l'acier inoxydable).
- une détérioration des matériaux de construction venant de l'humidité d'une part et de l'acide carbonique de l'air ambiant dissous dans le condensat d'autre part. A la longue, le mortier, le crépi et le béton pour la construction changent de composition chimique, le Ca(OH)_2 se transformant peu à peu en CaCO_3 . Ainsi le risque que l'acidité attaque les barres de renforcement en acier et les autres éléments croît, surtout lorsqu'ils sont près de la surface.
- une détérioration venant de l'activité des agents destructeurs de plantes et d'animaux. Dans un état d'humidité permanente, les revêtements, les matériaux de construction et le bois peuvent être attaqués par des moisissures, des lichens, des algues, des mousses et des champignons.

De telles conditions conduisent non seulement à la destruction et à la pourriture des matériaux, mais elles sont aussi, du point de vue de l'hygiène, incompatibles avec un système moderne de distribution d'eau.

Il est donc absolument essentiel de protéger contre la corrosion; ceci peut maintenant se faire bien et économiquement. Des peintures et des revêtements appropriés fournissent une protection efficace contre les effets permanents de l'eau dans son état de vapeur ou liquide pendant de longues périodes de temps.

2. Interaction de la condensation et du matériau de revêtement

La condensation sur les revêtements et les matériaux est une des choses les plus difficiles à éviter. Chaque matériau de revêtement a une propension plus ou moins marquée pour se dilater, se gonfler ou "s'imbiber" d'humidité, donc absorbe l'eau à un degré plus ou moins important. S'il y a beaucoup de dilatation, le matériau affecté est ramolli à un point tel qu'il n'adhère plus fermement à la base. Souvent ceci cause la formation de bulles et un enlèvement partiel. Du fait que la couche d'eau condensée est riche en oxygène, elle est chimiquement assez agressive et des cellules se forment localement, du fer devenant anodiquement dissous, donc se transformant en rouille.

Pour être efficaces donc, les mesures de protection doivent éliminer d'une part les effets de l'humidité dans l'air ambiant et, d'autre part, chercher à fournir aux parties métalliques de l'installation un revêtement aussi imperméable à la condensation que possible.

Donc la déshumidification de l'air ambiant est d'une importance primordiale, et pour augmenter la durée de vie du revêtement utilisé et au moment d'appliquer ce revêtement.

3. Déshumidification de l'air ambiant

Une certaine connaissance des lois fondamentales de la physique aide à reconnaître l'interdépendance de l'humidité et la formation de la condensation:

A tout moment l'air qui forme notre atmosphère contient une certaine quantité de vapeur d'eau, l'échange d'humidité entre matériaux et air ambiant étant omniprésent et continu. La capacité qu'a l'air d'absorber l'eau est associée à et limitée par sa température. 1 kg d'air à 20°C et à une pression de 1 bar—c'est à dire environ 0.83 m³ par volume, peut contenir au maximum 15.19 g de vapeur d'eau. Si tel est le cas, nous parlons "d'air saturé". Le plus souvent, cependant, l'air contient moins de vapeur d'eau, et nous parlons alors de "air non saturé".

L'air tiède peut absorber beaucoup plus de vapeur d'eau que l'air froid. L'humidité de l'air peut être mesuré, et exprimé de deux façons différentes:

- "HUMIDITE ABSOLUE", définie comme étant le nombre de grammes de vapeur d'eau dans un kilo d'air sec. Ainsi la masse totale d'air humide n'est pas de 1 kilo mais plutôt $(1 + x)$ kg et son volume est de v_{1+x} . L'humidité absolue ne change pas avec la température!
- "HUMIDITE RELATIVE", par contre s'exprime sous forme du rapport de l'humidité absolue et du niveau de saturation de l'air pour une température spécifique donnée. Par exemple à +30°C, l'air peut absorber 28,14 g de vapeur d'eau par kilo d'air sec (saturation). S'il contenait en fait 9 g de vapeur d'eau, la saturation serait de $\frac{9}{28,14} = 0,319$, c'est-à-dire 32% environ.

L'humidité relative est normalement représentée par la lettre grecque phi, φ . A l'encontre de l'humidité absolue, l'humidité relative, comme son nom l'indique, change inversement aux variations de température, puisque la capacité de l'air en pouvoir d'absorption de vapeur d'eau augmente avec une augmentation de la température.

3.1. Diagramme Mollier h-x

Ce diagramme nous permet de déterminer graphiquement tous les changements possibles de l'état de l'air humide, qui peuvent venir d'un refroidissement, d'un échauffement, d'une humidification ou d'une déshumidification.

Chaque point du diagramme correspond à un seul état du mélange vapeur d'eau/air, défini par le paramètre *humidité absolue*, c'est-à-dire contenu de vapeur d'eau en g dans un kilo d'air sec, et la température régnante.

Les lignes verticales représentent des quantités spécifiques, égales de contenu vapeur d'eau. Les lignes qui représentent des températures égales, constantes sont des lignes droites, elles aussi, mais elles changent de pente avec l'augmentation de la température t. Seul l'isotherme représentant 0°C est parallèle à l'axe des x.

Les lignes représentant l'humidité relative constante passent toutes entre l'axe des y, défini par $\varphi = 0$ et la courbe limite définie par $\varphi = 1$, c'est-à-dire humidité relative de 100%. Cette courbe limite est en fait la courbe de saturation.

Sous la courbe de saturation nous trouvons la "zone brouillard". Ici de minuscules gouttelettes de condensation sont suspendues dans l'air saturé. Les lignes droites penchant de la gauche vers la droite

relie des points de même enthalpie *) pour $(1 + x)$ kg d'air au-dessus du contenu vapeur d'eau x .

Ainsi par exemple le refroidissement de l'air extérieur humide dans une salle de vannes peut être quantifié comme suit:

De l'air à une température de 20°C ayant une humidité relative de 70% entre dans la salle des vannes et là il est refroidi jusqu'à +8°C par contact avec la surface extérieure des conduites et/ou accessoires de l'eau. L'humidité absolue de cet air est de 10.2g. Pendant le refroidissement la saturation est déjà atteinte à +14°C. En étant refroidi encore jusqu'à +8°C, l'air perd $10.2\text{g} - 6.7\text{g} = 3.5\text{g}$ d'eau par kg à cause de la condensation. Donc du condensat se pose sur les surfaces froides des tuyaux.

Cette formation continue de condensat peut conduire à une dilatation humide du revêtement des conduits, diminuant en conséquence l'adhésion à la base acier. Il peut y avoir alors formation de bulles, soulèvement et rouille.

Tout essai de rafistoler ou autrement de réparer le dégât des revêtements ne peut qu'échouer car un revêtement ne peut¹ se faire sur une substance de base propre et bien sèche.

Ainsi il est essentiel de déshumidifier l'air ambiant de façon efficace lors de l'application d'un revêtement de protection. Pour cette raison les systèmes et le matériel de déshumidification sont acceptés de plus en plus comme mesure de protection dans les salles de vannes et les stations de pompage, car ainsi, toute formation dangereuse de condensat peut être empêchée de façon efficace.

En même temps la réduction de l'humidité ambiante est bénéfique pour l'appareillage de commutation électrique et les dispositifs de mesure et de commande, donnant de la protection et une durée de vie en service sûre.

*) L'enthalpie indique la charge thermique d'air humide par unité de kJ par kg d'air sec. Ceci est défini comme la quantité de chaleur requise — à pression constante — pour vaporiser l'eau contenue dans l'air humide à 0°C et pour chauffer vapeur d'eau et air sec jusqu'à une température spécifique donnée.

¹ sic dans le texte. Fiaduct.

3.2. Méthodes de déshumidification

Parmi les différences méthodes de déshumidification disponibles, telles que par refroidissement, déshumidification par l'entremise d'agents d'adsorption solides dans une opération quasi-continue et séchage continu de l'air en le faisant passer par une roue d'absorption tournant lentement, cette dernière méthode s'est avérée, en pratique, offrir le plus d'avantages. Avec cette méthode l'air humide passe à travers un segment d'une roue dite "roue de séchage" qui est imprégnée de chlorure de lithium cristallin.

4. Choix d'un revêtement qui convient

Evidemment une durée de vie maximum devrait être obtenue de toute protection contre la corrosion. Jusqu'à maintenant le système qui semble réussir le mieux est le système dit Duplex. Ici toutes les pièces en acier susceptible d'être corrodées et faisant partie de l'installation sont galvanisées à chaud. Ensuite un autre revêtement de plastique à plusieurs couches est appliqué par galvanisation à chaud.

L'efficacité de la Couche-Duplex vient de sa protection durable contre la rouille fournie par la couche de zinc et la couche sous-jacente en alliage de zinc-fer et du revêtement extérieur plastique ayant des propriétés d'adhésion optimum.

Pour les surfaces traitées ainsi, en opposition avec l'acier simple comme matériau de base, une diffusion de

vapeur d'eau et d'oxygène dans le revêtement des surfaces galvanisées ne conduit pas à la formation d'épaisses couches de rouille. Les produits de la corrosion du zinc, ne dépassant le zinc même que de 10 à 20% en volume, empêchent l'écaillage ou le gondolement dans la couche limite.

4.1. Galvanisation

Cependant le concept ou la formule "plaqué zinc" ou même "galvanisé" n'est pas nettement défini et peut prêter à confusion. Nous aimerions donc définir et expliquer ci-dessous ce que nous entendons exactement par ces formules. Ceci est particulièrement important parce qu'il faut avoir des connaissances bien précises sur la surface galvanisée, plaquée zinc ou revêtue zinc et ses propriétés particulières pour pouvoir choisir le revêtement qui convient.

4.1.1. Galvanisation à chaud

Les pièces en acier sont plongées dans du zinc fondu/liquide (point de fusion 419°C).

Dans la couche limite entre le zinc fondu et le fer, un alliage fer-zinc dur se forme qui est plus riche en zinc près de la surface et plus riche en fer près de la base. Sur des pièces rigides en acier, la fragilité inhérente de cette couche n'est pas un désavantage, et, grâce à son épaisseur d'environ 100µm elle fournit une protection excellente à l'acier sous-jacent.

Un petit mélange d'aluminium (plus de 0,5%) dans le zinc fondu empêche la formation de la couche limite alliée décrite ci-dessus. La couche mince de zinc sur l'acier ainsi obtenue est plus élastique que la couche de l'alliage fer-zinc dure et relativement fragile, mais elle offre aussi moins de protection.

4.1.2. Electrogalvanisation

C'est un traitement électro-chimique pendant lequel le passage d'un courant dans une solution aqueuse de sels de zinc établit sur les surfaces en fer une couche homogène, bien adhérente, de zinc. Mais ce traitement ne sert que pour la galvanisation de pièces relativement petites.

4.1.3. Galvanisation par vaporisation

Ici, un pistolet approprié vaporise du zinc fondu sous pression sur les surfaces à protéger. La couche de zinc obtenue n'est ni entièrement homogène ni sans porosités — et il faut tenir compte de ceci en choisissant les matériaux plastiques.

4.1.4. Galvanisation à froid

Ici du zinc granulaire est brûlé sous forte pression et à grande vitesse contre les surfaces convenablement nettoyées, la rouille enlevée et la surface rendue rude. Une partie des granules est "enlevée" et adhère mécaniquement.

4.1.5. Revêtement en zinc

Des revêtements ou laques fortement pigmentés de poudre de zinc sont appliqués avec une brosse ou un pistolet de vaporisation. Ce traitement est parfois incorrectement appelé "galvanisation à froid".

4.2. Adhésion des revêtements sur des surfaces galvanisées à chaud

Dans la phase expérimentale il a fallu envisager des adhésions imparfaites du fait que tout matériel de revêtement n'adhère pas sûrement à des surfaces

galvanisées à chaud ou plaquées zinc. Défauts et imperfections existaient surtout lorsque des revêtements saponifiables oléo-résineux ou alkyd-résineux étaient utilisés. Aujourd'hui des wash primers avec combinaisons résine polyvinylbutyral-crésols comme agents de liaison sont fréquemment utilisés, contenant un certain pourcentage d'acide ortho-phosphorique ou de phosphate ortho-butyle. Les finis ou revêtements de surface qui conviennent les mieux sont ceux qui ont une base de copolymères vinyliques, de caoutchouc cyclique, de résines époxydes ou d'une substance bitumineuse.

Mais il y a aussi des revêtements qui conviennent à une application directe et immédiate sur des surfaces galvanisées à chaud, tels que les vernis de résine

polyuréthane (systèmes à deux composants), qui sont pigmentés d'oxyde de fer micacé, de bioxyde de titane, de phosphate de zinc, de poudre de talc, etc. Certains émaux à base de résine époxyde peuvent aussi servir, à condition d'accepter un certain farinage venant d'une perte de lustrage superficiel. Certains revêtements employant du caoutchouc chloruré présentent les mêmes problèmes, mais ils offrent par contre l'avantage d'être imperméables à l'humidité et aux changements de température.

Un Tableau de Sélection (Tableau 1) nous permet de faire un choix rapide du type qui convient le mieux dans chaque cas. Mais ce tableau ne doit être considéré que comme une recommandation générale, du fait que des changements dans la composition relative d'un agent de liaison donné peuvent considérablement modifier les propriétés de l'agent de revêtement.

Tableau 1 Choix des revêtements—Matériaux à appliquer sur de l'acier galvanisé à chaud

Agent de liaison	CL	EP	UR	VI	AI	ACi	CE	BI	PE	AE	PF	MA	EPh	AC
PROPRIETES														
Temps de séchage	1	2	2	1	3	2	1	2	3	3	1	1	1	1
Adhésion sur de l'acier récemment galvanisé à chaud (essai transversal)	1	1	1	2	2	1	2	2	2	2	2	2	1	1
Résistance à l'usure	2	1	1	2	4	2	3	4	4	4	2	2	1	2
Dureté de la surface	3	2	1	3	4	2	3	3	3	3	3	1	1	1
Maintien du brillant	4	4	1	4	2	1	2	4	4	3	3	3	4	1
Résistance à la décoloration	2	2	1	2	3	1	2	3	2	1	2	2	2	1
Résistance à l'eau et à la plupart des produits chimiques	1	1	1	1	4	2	4	1	3	2	1	3	1	2
Convenance au revêtement avec de l'émail	3	1	3	3	4	4	4	3	2	2	4	3	1	2
APPLICATION														
Vaporisation avec ou sans air comprimé	2	1	1	1	1	1	1	2	3	3	2	1	1	1
Par brossage	3	2	2	3	1	3	4	1	1	1	4	4	4	4
Par plongée	2	4	4	2	4	4	2	1	4	4	4	3	4	4
Vaporisation électrostatique	2	2	2	2	2	3	2	4	4	4	2	2	2	2
Vaporisation sur la surface encore chaude de l'acier galvanisé	4	1	3	4	4	4	4	4	4	4	4	3	1	3
Revêtement avec bobine	4	4	4	1	4	3	3	4	4	4	2	1	1	1

Ce tableau ne constitue qu'une recommandation générale. Les changements dans la composition relative d'un type d'agent de liaison donné peuvent faire varier les propriétés techniques, physiques et opérationnelles d'un matériau de revêtement.

- 1 excellent, convenant très bien
- 2 bon, convenant bien
- 3 tolérable, peut servir dans certains cas spéciaux
- 4 inférieur, non recommandé.

- CL Caoutchouc chloruré
- EP Résine époxyde avec durcisseurs polyamides
- UR Résine polyuréthane (système à deux composants)
- VI Polymères de chlorure vinyle avec acrylates et/ou acétates
- AI Résin alkyde (généralement à base d'huile de ricin) pigmentée avec du plumbate de calcium
- ACi Polyacrylates avec durcisseurs isocyanates
- CE Combinaisons de nitrate cellulosique et résines d'urée plasticisées
- BI Produits bituminés (goudron de houille bituminé, asphaltes, asphaltites)
- PE Dispersion de polyvinyle acétate
- AE Dispersion de polyacrylates
- PF Fluorure de polyvinylidène (thermopris) pour finition avec cuisson
- MA Combinaisons de résine mélamine/alkyde émail de cuisson
- EPh Combinaisons de résine époxyde/phénolique, émail de cuisson
- AC Résine polyacrylate, émail de cuisson

4.3. Application correcte des matériaux de revêtement

Pour obtenir un revêtement ayant une durée de vie optimum et donnant une protection efficace, il faut soigneusement observer les points suivants, selon les recommandations du fabricant:

- (1) Etat et condition de la surface à protéger
- (2) Conditions de l'environnement pendant l'application des matériaux de revêtement
- (3) Type de revêtement
- (4) Méthode ou moyen d'application des matériaux de revêtement
- (5) Epaisseur de la couche et consolidation graduelle par couches des revêtements.

Si un seul de ces points est négligé la durabilité et l'efficacité du revêtement sont mis en danger. Ainsi la nécessité première d'une surface absolument propre doit être obtenue pour pouvoir appliquer les matériaux de revêtement. Le meilleur des matériaux de revêtement ne servira à rien sur une surface mal nettoyée et préparée ou humide.

La déshumidification de l'air ambiant doit donner une humidité relative de 45 à 50% environ. Le coût de l'électricité pour un système tel que celui décrit plus haut ("roue de séchage") aux prix actuels, en supposant 15 heures de fonctionnement par jour, est de l'ordre de 0.10 schillings (env. 01. kWh) par m³ et par jour. A condition qu'il n'ait pas de surfaces d'eau ouvertes pouvant sans cesse fournir de l'humidité, de telles conditions de fonctionnement fournissent l'humidité relative recherchée facilement à 15 à 18°C.

Les agents de revêtement et les convertisseurs de rouille qui sont supposés fournir une protection et une durée de vie en service suffisantes même sans enlèvement de la rouille et séchage au préalable s'avèrent en fait assez décevants. Il est donc sage d'utiliser ces produits avec une certaine prudence.

Enfin, et ceci est important, il faut signaler que les revêtements contiennent souvent des solvants inflammables. Donc en utilisant des matériaux de ce genre, il faut bien veiller non seulement à ce que l'atmosphère soit suffisamment sec mais aussi qu'il y ait une ventilation adéquate. En travaillant dans les salles de vannes de réservoirs d'eau potable il y a en plus le danger que des vapeurs de solvants n'entrent dans les facilités de stockage. En entrant en contact, ces vapeurs se dissolvent partiellement dans l'eau superficielle et même des traces minimes d'une telle contamination peuvent rendre l'eau imbuvable. Il faut donc maintenir bien fermées les portes conduisant aux installations de stockage pendant des travaux de ce genre pour empêcher qu'il n'y ait la moindre contamination de l'eau potable entreposée.

Au lieu de fer et de fonte combinés avec les systèmes de revêtement décrits ci-dessus on peut utiliser des tuyaux en acier inoxydable. Le travail d'installation est alors bien moindre puisqu'il n'est pas nécessaire de démonter les conduites après le premier montage pour les envoyer aux usines de galvanisation.

Tableau 2 Comparaison des coûts entre l'acier (St. 37) et l'acier inoxydable (1.4301 et 1.4571)

Tuyaux en acier, soudés, galvanisés à chaud et revêtus = 100						
Diamètre normal	DN	50	100	200	250	300
Tuyau en acier, soudé (épaisseur 3.6-6.3 mm) galvanisé à chaud et revêtu		100	100	100	100	100
Tuyau en acier sans couture (ép. 3.6-7.1 mm) galvanisé à chaud et revêtu		151	118	159	155	161
Tuyau en acier sans couture (ép. 8-10 mm) galvanisé à chaud et revêtu		221	210	194	177	180
Tuyau en acier inoxydable × 5 CrNi 18 9 sans revêtement (PN 10)		180	108	98	88	94
Tuyau en acier inoxydable × 5 CrNi 18 9 revêtement (PN 10)		214	143	123	111	115
Tuyau en acier inoxydable × 10 CrNi MoTi 18 10 sans revêtement (PN 10)		223	193	133	103	113
Tuyau en acier inoxydable × 10 CrNi MoTi 18 10 revêtu (PN 10)		265	227	158	126	134

Soudage de brides

Acier C22, galvanisé à chaud et revêtu = 100

Diamètre normal	DN	50	100	200	250	300
Acier C22, galvanisé à chaud et revêtu		100	100	100	100	100
Acier inoxydable C5 CrNi 18 9, non revêtu		185	194	192	193	153
Acier inoxydable × 5 CrNi 18 9, revêtu		191	198	196	196	155
Acier inoxydable × 10 CrNi MoTi 18 10, non revêtu		236	215	227	231	216
Acier inoxydable × 10 CrNi MoTi 18 10, revêtu		242	220	230	234	218

De plus une comparaison du coût des matériaux et du revêtement indique que l'épaisseur plus faible de la paroi des tuyaux en acier inoxydable compense le prix kilo plus élevé de ce matériau.

Mais il y a aussi l'inconvénient de devoir utiliser un

matériel de soudage spécial pour le soudage au gaz inerte et d'avoir du personnel hautement qualifié. Aussi le fait que des brides d'acier inoxydable soudées coûtent deux ou trois fois plus chères que des brides en acier doux. Donc, pour que de telles installations soient rentables, il faut avoir le moins de brides possibles.

Du point de vue de l'hygiène et de la résistance à la corrosion, il faut espérer que les avantages relatifs des tuyaux en acier inoxydable, qui résistent à la corrosion, seront mieux reconnus pour leur application pratique de sorte que, en choisissant les matériaux pour des parties de l'installation particulièrement sujettes à la corrosion, le coût nettement moins élevé de l'acier doux ne soit pas toujours le facteur décisif.

5. Résumé

La formation d'eau de condensation ou de condensat dans les salles de vannes, les stations de pompage, les tunnels de tuyaux et les installations de traitement d'eau entraîne des dégâts ou la destruction du matériel et des matériaux de construction ainsi que des conduites, des accessoires et parfois même des dispositifs de mesure.

Une des façons les plus efficaces pour empêcher la corrosion dans ces pièces est de déshumidifier l'air ambiant, ce qui assure une meilleure durée de vie en protégeant contre la corrosion passive et fournit, pour les réparations notamment la condition de base pour appliquer les matériaux de revêtement d'une façon efficace: une surface de base sèche.

Le Système Duplex, qui consiste à renforcer le revêtement plastique de protection sur l'acier galvanisé à chaud est une méthode parfaite pour les revêtements anti-corrosion. Suivant l'usure et les conditions ambiantes, cette méthode fournit dix années au moins de vie sans difficultés avant que des réparations ne deviennent nécessaires.

Au lieu d'utiliser de l'acier ou de la fonte avec un traitement de galvanisation à chaud et de revêtement on peut utiliser des conduites en acier inoxydable, L'inconvénient est qu'il faut une unité de soudage spéciale, tandis que l'épaisseur moindre de la paroi des tuyaux offre certains avantages.

Une comparaison du coût montre que les tuyaux en acier inoxydable—en tenant compte de l'épaisseur moins grande de la paroi—sont à peine plus chers que les tuyaux en acier doux standard.

Thomas R. Atkinson, Newcastle and Gateshead Water Company, Newcastle upon Tyne.

In 1971 the report of the Committee on Corrosion and Protection, which had been formed by the Department of Trade and Industry to undertake a survey in the United Kingdom, estimated that the annual cost of this in the Water Industry amounted to £16M. This sum did not include sewage installations but included information provided by water treatment companies concerned with cooling water and effluent systems. In view of inflation since publication of the report, the author would conservatively estimate that the annual cost of corrosion and its protection in the Water Industry in the United Kingdom will now have risen to £30M.

Although this estimate includes the protection of pipelines and water mains, it is clear that a meaningful proportion of the costs are attributable to treatment works and pumping stations.

Since the publication of the report a greater awareness has developed in the industry of the causes of corrosion and the need for preventive measures, particularly during the design stages of the plant. In spite of this, it is all too easy for the structural designer not to be fully appraised of the working conditions.

At a water treatment works constructed by my Company, four reinforced concrete sedimentation tanks were designed, following a pilot plant study, to treat a river-abstracted water of varying quality. The tanks, which are of the Company's Chandela pattern, are each 40 metres by 12 metres and, having a working depth of 5 metres, are capable of operation with either an iron or aluminium based coagulant. All pipework is in uPVC and the decanting channels are of reinforced glass fibre supported on galvanised steelwork.

When first brought into operation, use of an iron based coagulant caused corrosion of the steelwork. This resulted in removal of most of the zinc coating after four years in operation, necessitating the provision of further means of protection. The application of a protective coating would have been extremely difficult, particularly where the steelwork is in contact with the floor of each tank. To ensure full protection, the only feasible method would be by the application of cathodic protection.

An impressed current system, employing six silicon iron anodes in each tank, was selected and is being

installed. The rod anodes will be suspended on insulated carriers at points across and along the length of each tank and connected by individual cables to the positive terminal of a transformer/rectifier unit mounted in a nearby cubicle. The steelwork in each tank is in four sections and these will be connected by individual cables to the negative terminal of the transformer/rectifier unit.

The output voltage and current of the transformer/

rectifier serving each tank can be adjusted and monitored to ensure that the correct degree of protection is being applied. The effect of the protection being provided will also be monitored by periodic examination and weighing of mild steel coupons which are fixed to the steelwork at strategic points in each tank.

Details of operating experience will be given when the paper is presented.

W. C. S. Legge, Department of Environment Affairs, Pretoria.

With regard to the most significant areas in plants and pumping stations affected by corrosion there are three principal problem areas where:

- a) Aggressive water having very low dissolved salt content (and consequently very high negative langlier indices) is pumped, piped or stored.
- b) Chemicals are added.
- c) Negative pressures become very important in producing abnormal corrosion or leaching effects.

The first is a particular problem in the Western Cape area (pH 4.5, $10.5 \text{ T.D.S. } 20 \text{ mg/l}$) and in general the principle to follow is to use the shortest possible configuration of pumps and pipelines before initial pH correction is carried out. The techniques are well known in South Africa.

The second situation demands the use of high quality concrete and rubber hoses and short supply lines to convey aggressive chemicals while even stainless steel components can be considered under certain circumstances.

The third aspect is one of particular concern. Where a pump is supplied to operate under a certain Net Positive Suction Head (N.P.S.H.) it has been found that with decay the N.P.S.H. requirement increases. Where dissimilar metals are involved there is an electrolytic action and the corrosive effect would be acceptable were it not for the slightly negative pressures. These negative pressures can also be induced by swirl or vortices in the approach channel upstream of the

pumps and even clogged screens can induce these effects. The original N.P.S.H. requirement for one pump corresponded to a 3% decay for the H/Q curve while recent tests have shown that considerably higher suction heads were required to prevent cavitation. The investigation revealed that the N.P.S.H. curve should be submitted for various degrees of decay and that the choice of the cheapest pump and impellor may well result in a more costly pump station due to the increased depth of the entire station in order to ensure positive pressures.

The conclusion may be drawn that electrolytic corrosion damage is sometimes a function of cavitation damage and special linings may be necessary while sharp bends should be avoided. The screen area upstream of pumps should be adequate to allow for a degree of clogging without inducing swirl or vortices.

In the case of cavitation in raw water pumping mains in a coal mining area this cavitation and corrosion damage was due to sub-atmospheric pressures caused by repeated tripping of pumps in the early stages of operation. This corrosion was accelerated considerably by the action of sulphate reducing bacteria.

Tests showed that such bacteria were present in large numbers in the bitumen lining next to the groove caused by this cavitation/corrosion while the water was high in sulphates (up to 150 mg/l) and the essential anaerobic conditions were present for the growth of bacteria at the interface between the bitumen and the steel.

Transportation of water over long distances

Transport de l'eau sur de longues distances

Author: Dr Ing. G. Naber (Germany)
Auteur:

Leading Contributor: Ing. G. Consiglio (Italy)
Contributeurs: Y. Shimada (Japan)

Principaux

Barcode: 117
LIBRARY
International Reference Group
for Community Water Supply

Prof. Dr.-Ing. Gerhard Naber, Techn. Direktor der Bodensee-Wasserversorgung, Hauptstraße 163, D 7000 Stuttgart 80, West Germany

1. Introduction

The presence of water is the basis of all life. Thus man has always settled in the vicinity of adequate water resources. If, however, human settlements became overcrowded possibly as a consequence of the presence of good soil, favourable climatic conditions, the abundance of mineral resources, or of an advantageous strategic position, the missing water had to be brought from elsewhere. Considerable efforts were sometimes made to satisfy this basic need and the scientific knowledge and skill frequently employed can still be admired today. The development of advanced ancient civilizations such as around the Mediterranean Sea or in Asia Minor depended largely on the transportation of water over long distances, and the necessary installations inspire our due respect.

This historical review shows that long-distance water supplies are by no means a modern achievement. Nowadays, both the progress of science and technology and the growing demands on water quality and quantity have led to the inevitable task of transporting water over ever increasing distances. Contemporary long-distance water supplies have reached such dimensions that they must be regarded as integral constituents of the water economy of the regions concerned and can no longer be isolated from these comprehensive concepts.

2. Water economical considerations

Let us consider a geographical region which suffers from a natural shortage of drinking water. The first step towards remedy will be to predict the long-term demand especially under the aspect of the future development of the region. The water balance sheet which has to be drawn up must include an assessment of the reliability of local water resources. This assessment is very important for the eventual planning of a long-distance water supply which, for economic reasons, will preferably be built with a capacity that can be later expanded by stages. At the same time, the sewage problems which arise in densely populated areas with usually well-functioning substructures have to be taken into account. However undesirable such conglomerations of people and economic power may sometimes be—the water tap is an absolutely unsuitable instrument for counter-action because under no circumstances may public health be jeopardized!

As far as the water catchment area is concerned one has to assess very carefully the amount of water which can be drawn from it without causing any grave or irreversible damage. Of course, one must also consider the known extreme fluctuations of water availability in the catchment area and the legitimate interests of

downstream neighbours who may be quite some distance away. Water quality is usually a point of major concern; when water has to be transported over long distances anyway, only the best is good enough. The resources must be of such nature that they can be well protected from possible hazards. However, one cannot be sure that the inhabitants of a water abundant area will always recognize the priority of drinking water since the regions to be supplied are in most cases far removed. If, at worst, the two regions are economically competing one against the other, serious conflicts may arise. These can become more aggravated if the two regions belong to different countries. On the other hand we also know of many examples of symbioses between water abundant and water deficient regions which may even lead to profitable cooperation to their mutual benefit in other fields.

As a rule the planning engineer will aim at the shortest possible connection between the catchment area and the consumption area. But it may be sensible or even politically advisable to accept deviations and additional pipeline lengths in order to meet the water demands along its route. This may often help to reduce local opposition against the laying of the pipeline.

3. The pipeline

3.1 Types of pipeline

The water to be transported can be either untreated water or—possibly treated—drinking water. The latter choice has obvious advantages if the pipeline serves a large number of water supplies along its route. Conversely, the transport of untreated water generally raises fewer and simpler physical, chemical, and hygienic problems; the treatment plant will then reasonably be situated at the centre of consumption.

The hydraulic connection can be chosen from among three fundamental types: the open conduit, the closed gravity line, and the pressure conduit. Of course various combinations of these general types are in use. The best solution will depend on the prevailing topographic conditions. Preference will always be given to projects which allow the conveyance of water by gravity and do not necessitate lifting.

Large quantities of untreated water are often conveyed by open canals. Sometimes even natural rivers are used. In such cases the supply of drinking water does not have to be the sole purpose of the canal; it can also serve for the supply of irrigation and industrial water. For this type of water conveyance suitable climatic, geological, and above all topographic conditions which are favourable for gravitational flow are of primary importance. The cross-section chosen for the canal may deviate from the hydraulic optimum for

geostatic or climatic reasons. The throughput cannot be changed at short notice; otherwise additional installations are necessary. Therefore a large compensating reservoir placed at the end of the open conduit is of great advantage.

Likewise, closed gravity lines, in which the water gravitates freely, can only be used under suitable topographic conditions since the water level gradient will depend on the geographical contour lines. In order to avoid additional lengths of pipeline, which may result from sometimes considerable deviations from the straight route, one can alternatively decide on a grade tunnel, provided that the geological conditions lend themselves to this solution. Gravity lines which run close to the earth's surface, and grade tunnels are always of advantage wherever rapid changes in throughput are not required. As in the previous case, such lines will reasonably be operated in connection with fair-sized compensating reservoirs. The water-dependent physical stresses to which the pipes are subjected are so low that simple and inexpensive building materials can be employed. On the other hand, risks of pollution and the resulting hygienic dangers cannot be entirely excluded from this type of transportation of drinking water.

Pressure conduits offer most freedom in planning and construction of the route. Among all types of pipeline they permit the most effective control of throughput. Wherever lifting is necessary, pressure conduits and, alternatively, pressure tunnels or shafts are the only possible solution anyway. Therefore, the following discussion is primarily based on this type of water conveyance over long distances.

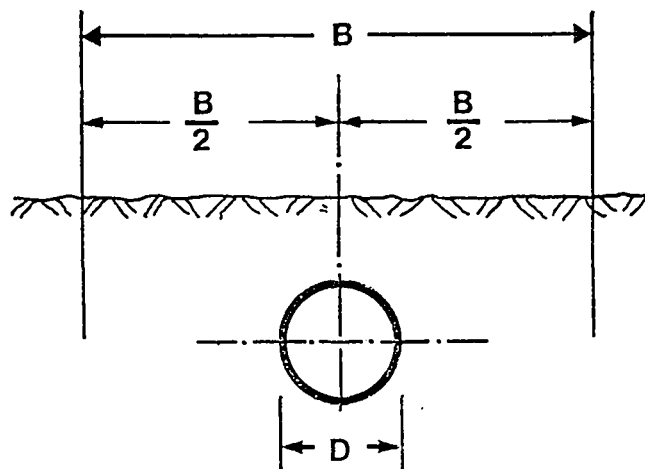
3.2 The route

A large number of aspects will influence the choice of the best route. Apart from technical considerations relating to the type of pipeline, aspects of geology, geohydrology, soil mechanics, rock mechanics, seismology, soil chemistry, ecology, agriculture, forestry, and also land settlement and development policies have to be taken into account. Constraints may arise from crossings of traffic routes and rivers. Bundling of several service lines may be desirable from the point of view of landscape protection but may be undesirable for security reasons. The resulting longitudinal section of the pipeline will have to be approved of by the hydraulic engineer whose judgement will not only rely on the stationary conditions of operation but will also include the predictable transient processes along the line.

Construction of the pipeline will usually require the separation of the vegetated and the mineral soil and a wide building strip to permit construction transport along the route. Apart from the excavation strip itself, a wide construction strip will therefore be necessary, in

the case of large pipe diameters up to 30 m or more. As a rule, a narrower protection strip will be sufficient for operation and maintenance. Table 1 shows the intended widths of protection strips as a function of type and diameter for all types of pipeline operated by the Lake Constance Water Supply. It may often be very difficult to legalize both the route and the protection strip, but compromises usually lead to technically inferior solutions and should be avoided.

Table 1. Protection strip for long-distance pipelines



Pipeline type	Diameter mm	Width of protection strip m
Pressure pipelines, not friction-locked	>600	10
Pressure pipelines, friction-locked	>600	8
Pressure pipelines	≤600	6
Pressure pipelines	≤200	4
Sewers		3
Remote control cables		2

3.3 Determination of the pipe diameter

By far the largest part of the total building costs for a long-distance water supply is caused by the construction of pipelines. It is therefore imperative to optimize pipe diameters which will largely depend on the maximum design capacity. When drinking water has to be conveyed, the minimum throughput is another limiting value which has to be taken into account in order to avoid water stagnation with all its detrimental consequences such as regermination, even during periods of low consumption. This point is not always given sufficient attention. It is particularly important to

Table 2. Energy-level losses in long-distance pipelines

Pipeline type	Diameter mm	Pipeline length km	Calculated equivalent roughness k_s mm
Pressure tunnels (20 km in situ cast concrete and 4 km steel with cement mortar lining, backfilled with concrete); no additional losses from bends or fittings	2250	24,1	<0,08
Prestressed concrete pipes with distinct offsets at the joints; straight route without branches; small local losses	1600	27,5	0,12
Steel pipes, butt-welded, in situ cement mortar lining; straight route with many branches and fittings; small local losses	1400	40	0,14
Steel pipes, bitumen lining; otherwise as above	1100/1200	36	0,12
Steel pipes, in situ cement mortar lining by centrifugal action, unsmoothed; straight route with many branches and fittings; small local losses	600	—	2
Ductile cast-iron pipes with Tyton joints, in situ cement mortar lining; straight route	500	15	0,10-0,12

correctly estimate the friction losses in long pipelines. They arise mainly from the roughness of the internal pipe walls which, however, may improve during operation when they become coated with slime, but may also deteriorate by the formation of incrustations, various deposits adhering to the walls, ripple formation etc. Other contributions to loss come from bends in the line and the many disturbances at shut-off devices, fittings or branch structures with energy losses that cannot be neglected. Table 2 shows equivalent roughnesses calculated from measurements of energy-level losses in pipelines with large diameters which have been operated by the Lake Constance Water Supply for many years. All calculations are based on the assumption of straight routes.

In most cases, the diameter of gravity lines is so dimensioned that the maximum throughput by gravitation is slightly above the required average capacity. The maximum design capacity, which is only needed during short periods, can then be reasonably achieved by using booster pumps.

Another solution for meeting peak demands on capacity without unduly increasing pipe diameters is the combination of a long-distance pipeline with a sufficiently large reservoir placed near the centre of consumption. This effectively aids to level out weekly or even seasonal fluctuations.

From the hydraulic point of view, one pipe is always preferable to separate twin pipes which, together, provide the required effective cross-section. For security reasons, however, a second pipeline may appear necessary. If the second line is laid more or less alongside the first, interconnections at not too distant intervals are always advantageous and therefore worth considering.

In the case of lifting pipelines, the sum of annual capital costs and pump operating expenses should be minimized. The efficiency maximum of pumps driven by variable-speed motors should lie in the range of the average working capacity. In long pipelines, employment of several pumps in parallel eventually becomes uneconomical as the hydraulic units would then operate well without their efficiency optimum, thus rendering any gain in total capacity much too costly. Under hydraulic aspects it is much more advantageous to use single variable-power pumps operating at maximum efficiency; just to be on the safe side, the most powerful pump should then be kept in reserve for emergency situations.

3.4 Pipe materials

3.4.1 Steel

In long-distance pipeline construction the butt-welded steel pipe has proved to be highly satisfactory. It makes a dependable longitudinally locked pipeline. The material and the finished line itself can easily be subjected to thorough testing. As the lengths of the individual pipe courses are only limited by transportation conditions, the pipe laying work progresses rapidly, especially if heavy lifting gear is used. It is no longer a problem to obtain material of good weldability as well as high notch toughness. Using steel pipe, one is able to master maximum internal pressures even at very large diameters. Manufacture of fittings and cutting on the site are simple. Staying of bends is unnecessary, and even at pipe ends the resulting pressures do not have to be counterbalanced by shoring, provided that the friction lengths are kept above the safety minimum. When evaluating the wall thickness of the pipes, the soil pressures have to be taken into account without, however, superposing them fully with the internal working pressures, as the material is fairly malleable. On the other hand, the comparatively thin walls of the pipes make them susceptible to buckling. Proof of buckling

stability should be stipulated under the assumption of internal vacuum and by taking all external forces, which may act on the pipe, into account. High buckling stability is a well-founded common stipulation since the pipes are never perfectly round when they leave the factory, and are even less so when they are in the ground. As extensive tests have shown, cement mortar linings, which are placed in the finished pipe by centrifugal action, contribute to buckling stability. The effective wall thickness will then be higher than that of the steel pipe itself and can be evaluated from the equation:

$$h'_e = h_e + h_M \cdot \frac{E_B}{E_{St}}$$

where

h'_e = effective wall thickness of the steel pipe

h_e = true wall thickness of the steel pipe

h_M = thickness of the cement mortar lining

E_B = modulus of elasticity of the cement mortar lining

E_{St} = modulus of elasticity of the steel

Cement mortar linings for iron and steel pipes are now universally accepted as internal protective layers in water supply systems. Steel pipes were the first to be lined with cement mortar. Already lined pipes of all customary diameters are obtainable from the factory. But the lining process can also be carried out by centrifugal action in situ. When new pipes have to be laid, lining in situ is worthwhile, technically and economically, only for moderately large pipe diameters. Steel pipes which are embedded in soil nearly always require a protective outer coating of high quality. Although bituminous coatings have proved quite satisfactory, there is a growing proportion of steel pipes coated with plastics. The small additional expense for plastic coatings is justified by the technical advantages, at least for pipe sections which are subjected to particular wear. These passive outer coating materials should be supplemented by a cathodic protection layer. For pipes with a simple bituminous coating, typical protective current densities range from 0,03 to 0,1 mA/m². The values for polyethylene coatings are lower by a factor of ten. Beside these a number of constructional aspects have to be dealt with, e.g. 'bushing' insulation at passages through structures, insulated installation of fittings and hydraulic units, and insulating pipe inserts and couplings in order to electrically disconnect branch lines and outlets.

3.4.2 Prestressed concrete

This type of pressure pipe is also frequently employed in the construction of long-distance drinking water supplies. It has an advantage over steel pipe wherever one requires larger diameters but lower internal pressures. Constructional conditions necessitate such wall thicknesses that buckling problems are excluded. The single shell pipe enjoys growing popularity, and its manufacture is, although technically complicated, highly developed and dependable.

Normally one cannot construct longitudinally locked lines with prestressed concrete pipe. Bends will therefore have to be shored up if it is impossible to construct long radius route deviations. This may sometimes be regarded as a disadvantage although, on the other hand, a sectioned line of pipe courses, which can undergo slight dislocations without being subjected to longitudinal stress, may offer distinct advantages. Because of the many joints—pipes are manufactured in 5 m or sometimes 6 m courses—good sealing is of the greatest importance. Rubber gaskets which are age resistant and show minimal compression set even at low temperatures are crucial for dependability and long service life. The joints must also withstand any imaginable local negative pressures which inevitably occur during operation, e.g. after shutting pipe fracture protection

devices for aeration purposes. That this problem can be technically solved is proved by suction pipes made of prestressed concrete and sealed with rubber gaskets.

Otherwise, this type of pipe does not require internal nor, as a rule, external coating. However, in aggressive soil the chemical resistance of the concrete should be improved by an external coating. The smoothness of the interior surface is satisfactory. Despite the large number of bell and spigot joints with their recesses and sometimes broad offsets, this pipe is in no way inferior to pipes with cement mortar lining as far as friction loss is concerned. Even hygienic problems, possibly arising from the internal circular recesses at the joints, are unknown. Of course, care has to be taken to thoroughly clean these cavities, *in situ*, after completion and before putting the line into operation.

3.4.3 Cast iron

Cast iron pipes of all diameters constitute by far the largest proportion of pipes laid in drinking water supplies. But interest in the manufacture of pipes with larger diameters for long-distance lines was only revived after the invention of ductile cast-iron. This type of pipe has now penetrated constructional dimensions which were inconceivable for grey cast iron pipes. With respect to material properties ductile cast-iron closely resembles steel without having the same susceptibility to corrosion. Nevertheless, sufficient attention must be given to external protection; simple dip coating or bitumen coating is usually not enough. Therefore, additional zinc protection of the outer surface as well as coating with polyethylene or fibrous cement mortar has recently come into use. Cast iron pipes are now commonly lined with cement mortar. Since the development of suitable joggles, cast iron pipelines can be longitudinally locked. The application of joggles can be restricted to the bends in order to safeguard the minimum friction lengths and to avoid shoring which would otherwise be necessary to counterbalance the resultant.

Problems arise, however, in the manufacture of large-sized fittings. The weldability of ductile cast-iron does not match that of steel. Testing of the finished product has become feasible. Because of the large diameters and high internal pressures which occur in long-distance pipelines, testing seems desirable and is, indeed, indispensable.

3.4.4 Asbestos cement

Asbestos cement pressure pipe is frequently employed in long-distance pipeline construction although natural limits to its use are set by the occurring pressure conditions. Advantageous material properties are its light weight, its smooth internal walls, and the non-existence of corrosion problems. Pipe jointing is well solved. The low modulus of elasticity of the material contributes to water hammer damping.

It is unjustified to attribute brittleness to this material. At not too low temperatures asbestos cement has sufficient notch toughness. Its fatigue strength meets normal requirements. It is also untrue that asbestos cement pipes impair water quality.

Similar to the grey cast iron pipe it is, however, vulnerable to damage under uneven laying conditions which may lead to undesirable shell fractures.

3.4.5 Plastics

Plastic pipes are only rarely used in long-distance pipeline construction. The application of plastics is mainly confined to special structures. The high elasticity of finished lines can, however, be put to good use for laying in inaccessible places such as the sea bed or ditches undercrossing rivers. Since the development of composite shell structures, larger pipe diameters have become feasible, and further work in this direction seems promising.

3.5 Tunnels

Due to the rapid progress in underground blasting and drilling techniques, tunnels are increasingly used in

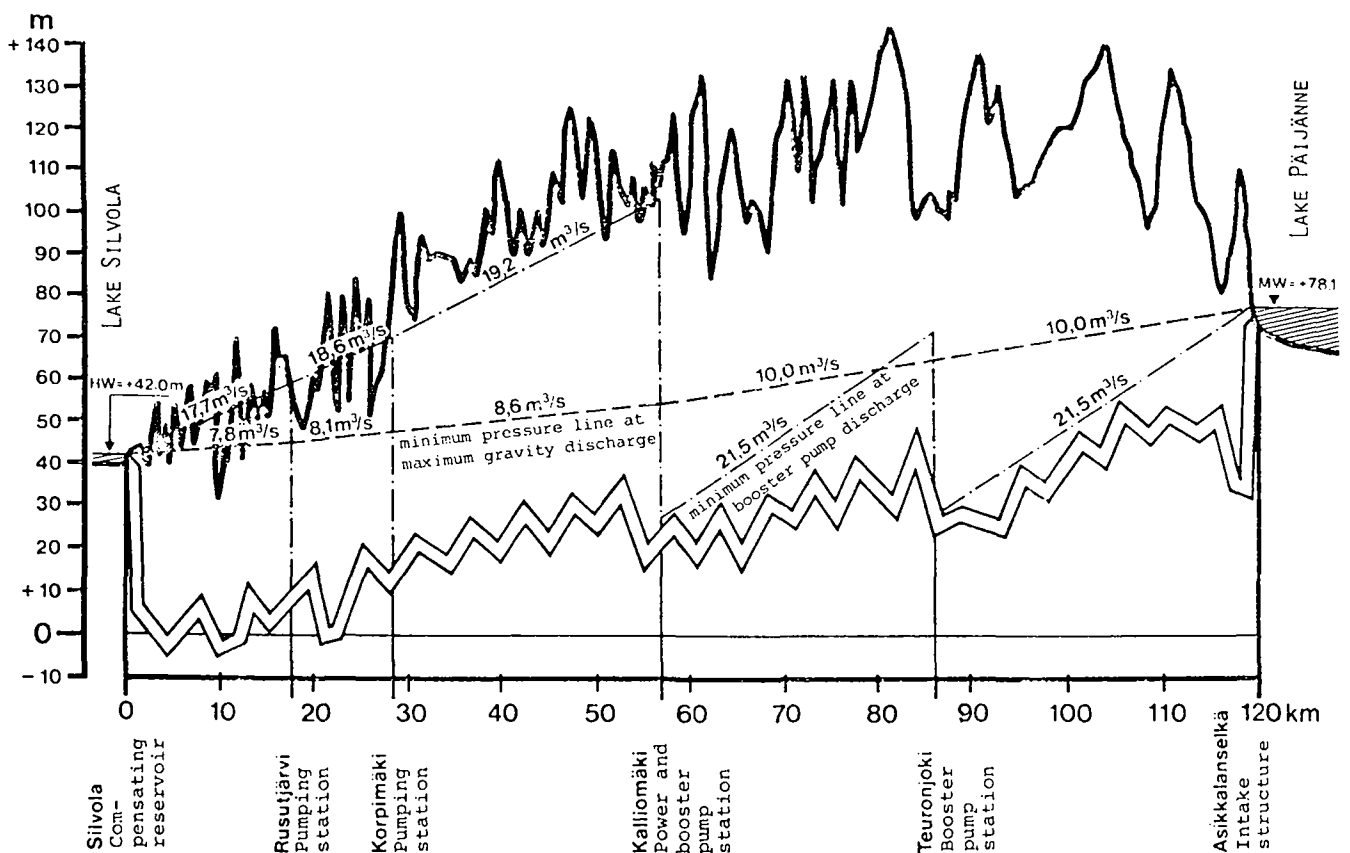


Fig. 1. Longitudinal section of the Päijänne pressure tunnel

long-distance water conveyance wherever the geological and topographic conditions are favourable. Common types are pipes laid in accessible tunnels, grade tunnels, or pressure galleries. They often permit to shorten the line. Their gradient can be so designed that only small pressures occur during stationary operation, and that transient processes do not cause any serious hydraulic problems. The longitudinal section of pressure tunnels can be more or less freely chosen according to constructional requirements. Because of constructional methods, e.g. employment of driving machines for drilling, the tunnel diameter will sometimes be larger than necessary for hydraulic purposes. When the tunnel passes through erosion resistant rock, no lining is needed unless the prevailing internal or external pressures make it indispensable. Also, one can make use of the then oversized cross-section for a future increase of throughput or as a reserve capacity during failures of other sections of the line. Underground construction further eliminates many problems which usually arise with property owners and traffic contractors when laying pipelines overland. In Germany, the Lake Constance Water Supply has accomplished pioneer work by constructing the 24 km pressure tunnel through the Swabian Alb; three tunnel drilling machines were employed. Today, many remarkable tunnels for water conveyance are in operation. In this connection the 80 km tunnel in southern Sweden and the 120 km pressure tunnel for the water supply of Helsinki and region are worth mentioning, especially because the latter is based on an outstanding hydraulic concept (see Fig. 1).

4. Installations

4.1 Reservoirs

Placing a reservoir at the beginning of a long-distance pipeline is always sensible. But it is compulsory to place reservoirs at the end as well as at the transition points between gravity lines and pump lines and vice versa. This arrangement also contributes to the saving on

energy costs during operation. Besides, short failures can be more easily overcome. Reservoirs which serve to level out fluctuations in demand should be placed at the centres of consumption. Tanks placed along the line mainly serve to regulate pressure and facilitate reliable hydraulic operation. Instead of tanks, one may also use surge chambers or air vessels. The tanks should be so placed along the route of the pipeline that the pressure head at the lower end of any pipeline section is only slightly higher than the actual upper free water level (see Fig. 2). Reservoirs can also be bypassed in order to convert the energy, which is normally lost in and around them, into booster energy for increasing throughput. However, such operating conditions can only be maintained for brief periods; otherwise the stored water is in danger of stagnating. It is also important that the cross-sections of the pipes connecting the bypassed reservoir to the main line are sufficiently large to ensure that pressure waves can be fully reflected at the free water surface. In long-distance pipelines such pressure regulators should be placed at not too long intervals in order to tie the pressure gradient down at fixed points. Depending on throughput, the controlling of transient processes can otherwise become very difficult. With respect to mastering transients, one should not entirely rely on remote control technology. Reliability has to be primarily based on the hydraulic conception. In this respect one cannot compare water conveyance with long-distance oil pipelines because not only is the specific weight of oil less than that of water, but it also has a higher kinematic viscosity and contains more dissolved gas. Therefore, oil pipelines which have no phase-reversing reflective surfaces can sometimes be operated over long distances without any problems.

4.2 Booster pump installations

Boosting can be an effective and economical means for increasing throughput in long-distance lines. A suitable longitudinal section of the line is one condition which has to be satisfied. With boosting a stage-by-stage

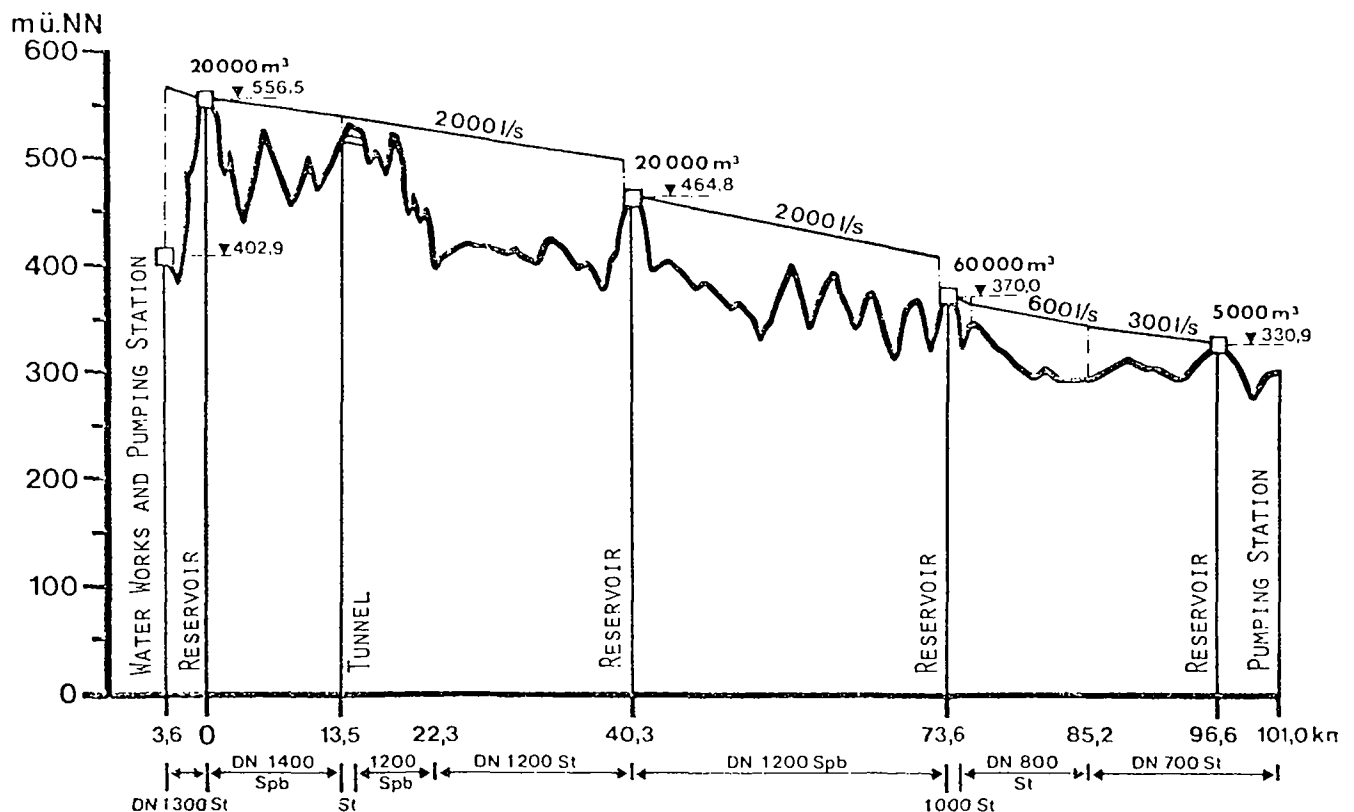


Fig. 2. Longitudinal section of the Fränkischer Wirtschaftsraum Water Supply

adjustment of capacity to growing demand is possible. The advanced capital, which has to be invested in pipeline construction, can usually be kept within limits. One disadvantage may be that electric power has to be held in reserve throughout the whole year, thereby binding capital, although the booster pumps may only be required during brief periods. For this reason, alternative sources of energy should be considered. Essential installations should be available in double in order to prevent interruption of the entire chain if one booster pump fails. Frequently one places the booster pumps at the intermediate reservoirs, which may be of advantage for construction and operation. Under particular hydraulic conditions it may also be favourable to place a booster station along the pipeline between two reservoirs, as can be seen in Fig. 3 which shows a section of a gravity line. Still better adjustment of capacity to demand can be effected by employing pumps which are driven by variable-speed motors.

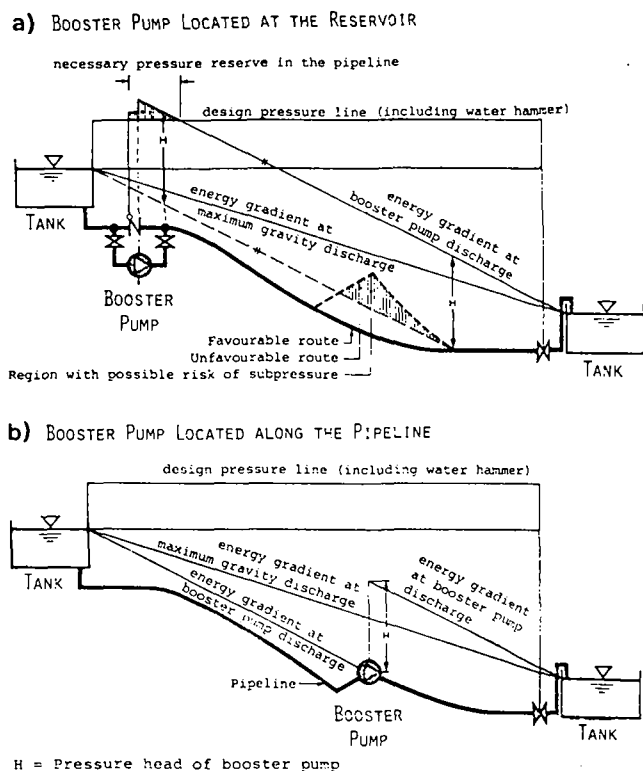


Fig. 3. Booster pump operation in gravity pipelines

4.3 Pressure regulators and other devices

A long gravity line will usually be equipped with shut-off devices such as *slide valves* or *pipe fracture protection valves* at intervals of approximately 10 km. A division of the line into sections is advisable, if only to keep the amount of water, which has to be emptied off, and the necessary periods of standstill during maintenance work along the line within limits. Pipe fracture protection valves serve to protect housing areas and traffic routes. The level, at which such a valve is placed, should be so chosen as to minimize the amount of energy which may be accidentally set free. Accordingly, the valves are sometimes placed at the top of slopes, which may permit smaller design pressure stages. False releases of valves may lead to emptying of quite long sections of the line which then have to be slowly refilled. Possible criteria for the automatic release of pipe fracture protection valves are pressure measurement and comparison, flow measurement and comparison, back-flow, and a suitable limit value of flow. The best and safest method seems to be to measure the water input

and output at the section in question. When they differ by more than a certain amount the automatic shutting-off procedure will be triggered. The release mechanism has to be fitted with a time delay because, in long pipelines, multiply reflected pressure waves, produced by even normal regulatory procedures, may lead to considerable variations of flow. For the same reason, very sharp setting of a back-flow release is unsuitable as the pipe fracture protection valves could be released at every complete shut-off of the line. The frequently applied release criterion of maximum flow is rather problematic because, as a matter of fact, even substantial leakages might not trigger off the release. False releases can be almost, but never absolutely, ruled out by multiple coding of the shut-off command. It must be possible to safely shut the pipe fracture protection valves even at maximum free flow. The drives must be accordingly dimensioned. The most reliable source of driving energy for shut-off devices is still the falling weight, but battery-powered motor drives or compressed gas operated drives are also in use. Very large shut-off devices should have a bypass which permits filling of the pipeline section immediately following the device. In the case of pipe fracture protection valves, the bypass can be suitably incorporated in the time characteristics of the shut-off mechanism. Needle valves are best suited for bypasses as they take part in the filling procedure (Fig. 4).

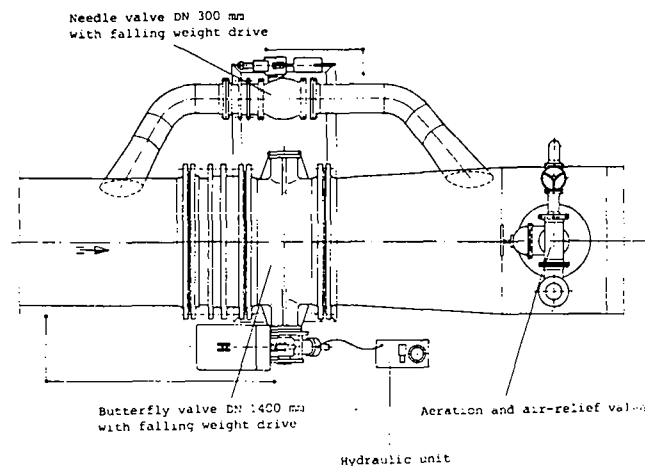


Fig. 4. Pipe fracture protection in a long-distance pipeline

Practically no locks are required at the top end of a lifting pipeline providing the discharge lies above the water level in the reservoir. However, in gravity lines particular attention ought to be given to the construction and arrangement of *intake devices* of which there should be more than one. They may have graded diameters. The opening and shutting procedures can be simply or multiply graded in order to limit water hammer, and the shutting-off times will often be very long compared with the travel times of reflected waves. Therefore, as a rule, needle valves are best suited for the purpose. Otherwise, butterfly valves are frequently used in long-distance lines on account of their low cost and space-saving installation. Wherever energy-level losses have to be kept low, spherical valves are increasingly employed—only to mention the most important types of shut-off devices.

Considerable amounts of residual energy are often set free in very long closed gravity lines since, at partial utilization of the full capacity, the energy-level losses decrease quadratically. Residual energy must, as a rule, be converted by use of needle valves operating in throttle mode, since it cannot be 'destroyed'. There are useful special valve constructions based on

sophisticated hydraulic engineering and cavitation-free materials which serve this purpose over moderately long service periods without suffering damage. Sometimes the installation of a *pressure reducing turbine* in a bypass may be advisable. It converts the residual energy eventually into electric energy. In this way one can spare the devices and, thereby, improve on their reliability and service life. This aspect ought to be kept in mind even if the turbine investment costs cannot be shown to be returned fully by the profits from the generated power. The dimensioning of such turbines must, however, fulfil certain requirements so that neither the pipeline nor any control device are exposed to any inadmissible loads in the event of emergency shut-offs. The shutting-off times of the intake device or valve, the water transmittance of the turbine wheel at overspeed, the admissible working speed, and the possible rise of pressure at the intake device can nearly always be so matched that the required conditions can be fulfilled. Today the installation of pressure reducing turbines, whose power often lies in the megawatt range, is also advisable from the point of view of energy-saving in waterworks. The maximum recovery of residual energy is reached at 58% of the full capacity.

Complete *emptying of the pipeline* must be possible at each lowest point along the route. For the dimensioning of the outlet the capacity of the receiving watercourse should be taken into account. It is recommendable to combine these structures with pipeline access holes. This involves the construction of shafts. Emptying can be effected either directly or indirectly. Indirect emptying always necessitates the use of pumps for complete dewatering.

Aeration and deaeration valves should be placed at geodetic summits of the line in order to prevent the accumulation of air at these points and to protect them from negative pressures caused by emptying or by pressure drops. Apart from spherical valves, one also uses precontrolled aeration and deaeration valves because they can rapidly admit great quantities of air into the pipeline while, on the other hand, expelling only small quantities. Any vulnerable points can be equipped with disc valves. One has to investigate, too, whether air may accumulate at points where the geodetic gradient is sharply bent without changing its sign. If this is the case, one should place deaeration valves at these points in order to expel the undesirable air bubbles which would reduce the effective cross-section. It is again advantageous to combine aeration devices with access shafts.

Generally speaking, *access holes* placed at certain intervals along long-distance pipelines are indispensable. The length of these intervals will depend on the diameter of the pipeline and its route. The maximum admissible interval for pipelines which are easy to inspect—at nominal diameters above 1200 mm—is 1 km. If the intervals separating accessible ventilation or outlet structures are longer, one has to place special manhole shafts in between. However, one tries to keep the number of special shafts as low as possible, and rather accepts constructional overdepths in the laying of the pipeline, thus avoiding too many high or low points.

Water hammer protective devices cannot entirely prevent, but may effectively limit, water hammer. It is an established principle to place them at the points of origin of such pressure variations, provided that any precautionary device appears at all necessary or advisable to protect the pipeline and its control devices from additional stresses due to water hammer. Shut-off devices must therefore be operated slowly, possibly with graded speeds, so that the shutting times are much longer than the travel times of reflected pressure waves. Dividing the pipeline into sections by use of shut-off

devices with reduced diameters is another solution for limiting water hammer, as the devices may be shut one after the other in succession. Pumps are liable to sudden breakdowns. A reserve of rotation energy should therefore be stored, e.g. by means of a flywheel. On the other hand, this may cause problems in bearings and start-up procedures. Flywheels, which increase the moments of inertia of pumping devices, only have a substantial effect on limiting pressure amplitudes in short pipelines or at the end of long ones. But they always do have the advantage of smoothing any pressure wave front travelling through a long pipeline. High moments of inertia supplement other protective devices favourably. Air chambers are suitable as water hammer protective devices in very long pipelines. In drinking water lines one may have to consider hygienic aspects, especially if the chamber is placed in a bypass and at some distance from the main line. Surge tanks are just as reliable but are not so frequently applied in water supplies as they require particular hydraulic and topographic conditions. Lateral outlets ought to be mentioned in this context, although they are unable to influence the initial, and sometimes decisive, pressure drop in lines equipped with booster pumps. Aeration of geodetically high sections of a line is often used to prevent the interruption of the water column. This method, too, requires special investigation before it can be applied.

For the *measurement of flow* during operation, the principle of differential pressure is still frequently employed. But supersonic and inductive flow meters are increasingly used too. These methods yield more precise results in partial flow measurements because, in principle, the readings depend linearly on the rate of flow. Supersonic meters can also be installed later and without interfering in operation. Experiences with inductive flow meters are generally favourable. The same is true for supersonic meters which may be more economical for large pipe diameters.

4.4 Remote control installations

Today it is no longer possible to conceive an important long-distance water supply without permanent monitoring and without the facilities of intervening in the operational functions. Most remote control installations are controlled from one or more central stations by way of an autonomous cable network which accompanies the pipeline system. Multiple utilization of the individual conductors is achieved by using time and frequency multiplexing. Separately laid and ring-circuited cables considerably improve transmitting reliability; when one line fails, another can be used to replace it. In particular cases directional radio transmission offers the advantages of reliability and inexpensiveness.

Computers are employed to record, select, and analyse the incoming and outgoing messages, data, and commands. As a rule such installations serve to aid the personnel in their work, but may also serve to partly or fully control the operation of the system. Computers can above all be used to optimize the operation of complex systems. Remote control and computer installations themselves are sometimes fairly complex and are moreover subjected to rapid technical progress. Highly qualified personnel is therefore needed for attendance. However, disturbances and failures cannot be excluded despite the customary high level of reliability. It would therefore be wrong to expect these control installations to carry out functions which can be avoided or replaced by farsighted and careful initial planning and construction of the long-distance line. Therefore it must be a first principle to incorporate the required reliability in the hydraulic system.

5. Operation of long-distance pipelines

Reliable operation of long-distance water supplies requires, among other things, qualified service personnel who have special experience and knowledge of hydraulics, mechanical engineering, and electrical engineering. Therefore constant training and further education of the staff is compulsory. When the installations are spread out over a wide area an independent telephone network and vehicle radio communication is of advantage. Often observation from the air and service transport by air is worth the effort because in spite of a good concept and high reliability of the installations mechanical or electrical problems may suddenly arise and should be remedied immediately and expertly. Possible failures of that type are disturbances in the mechanism of shut-off devices, current break-downs, severed cable connections, lightning damage, false releases, corrosion damage etc. Also, air locks can give rise to difficulties, and forced expulsion of air or too rapid filling of a pipe may cause very high amplitudes of water hammer with subsequent local damage. A well-organized operating manual facilitates rectification of faults and damages.

Even in closed pressure pipelines the water quality will be altered during transport. Drinking water is a food which, after some elapse of time, may not be of adequate hygienic quality. Depending on the chemical composition and treatment of the conveyed water undesirable germination may take place (Fig. 5). According to investigations carried out at the Lake Constance Water Supply not only the temperature but also the ratio of volume to wetted wall area plays a part, especially if unsuitable lining and sealing materials have been used in the construction of the pipeline. In long-distance conveyance of drinking water one will therefore have to always make use of the long-lasting protective function of chlorine in order to maintain everywhere adequate hygienic conditions. If the pipeline serves a large number of local water supplies along its route, it may be reasonable to introduce the chlorine in several successive stages. On the other

hand, a too high chlorine concentration at individual junctions can be reduced by activated carbon. Generally speaking, care has to be taken that an adequate minimum throughput is kept up, that branch lines are not left without flow over longer periods, and that the water passes through intermediate reservoirs without forming stagnant areas. Regular flushing of aerator domes, outlet branches, branch lines, and if necessary also at dead ends of lines may additionally help to keep undesirable regermination under control.

Leaking pressure lines may lead to unfavourable external influences on the conveyed water if the ground or hillside water head is higher than the internal pressure. Also in this case a specific chlorine concentration will suppress any detrimental effects. On the other hand one has to keep in mind that in certain types of water an overdose of chlorine can lead to the formation of extremely undesirable chlorinated hydrocarbons.

Chemical and physical alteration of the water in long-distance supplies can never be entirely excluded. For example, the concentration of dissolved gases may be reduced by transportation. The degassing happens particularly at junctions of two different pressure stages, i.e. at booster stations or pressure reducing devices. The resulting precipitation of lime in unacceptably large quantities leads to agglutination of shut-off devices and to other disturbances. In long lines corrosion also causes unfavourable alterations. For the formation of a basically desirable protective layer the pH value and the buffer intensity as well as the carbonate balance are important. If necessary one also has to take these aspects into consideration when treating water for long-distance conveyance.

Long-distance water supplies are increasingly and understandably operated in conjunction with local treatment and supply systems, with supraregional water associations or—where possible—with other long-distance water supplies. Such cooperation has qualitative, quantitative, and economic advantages and, above all, improves reliability of supply. Cooperation with local supplies according to the ideal

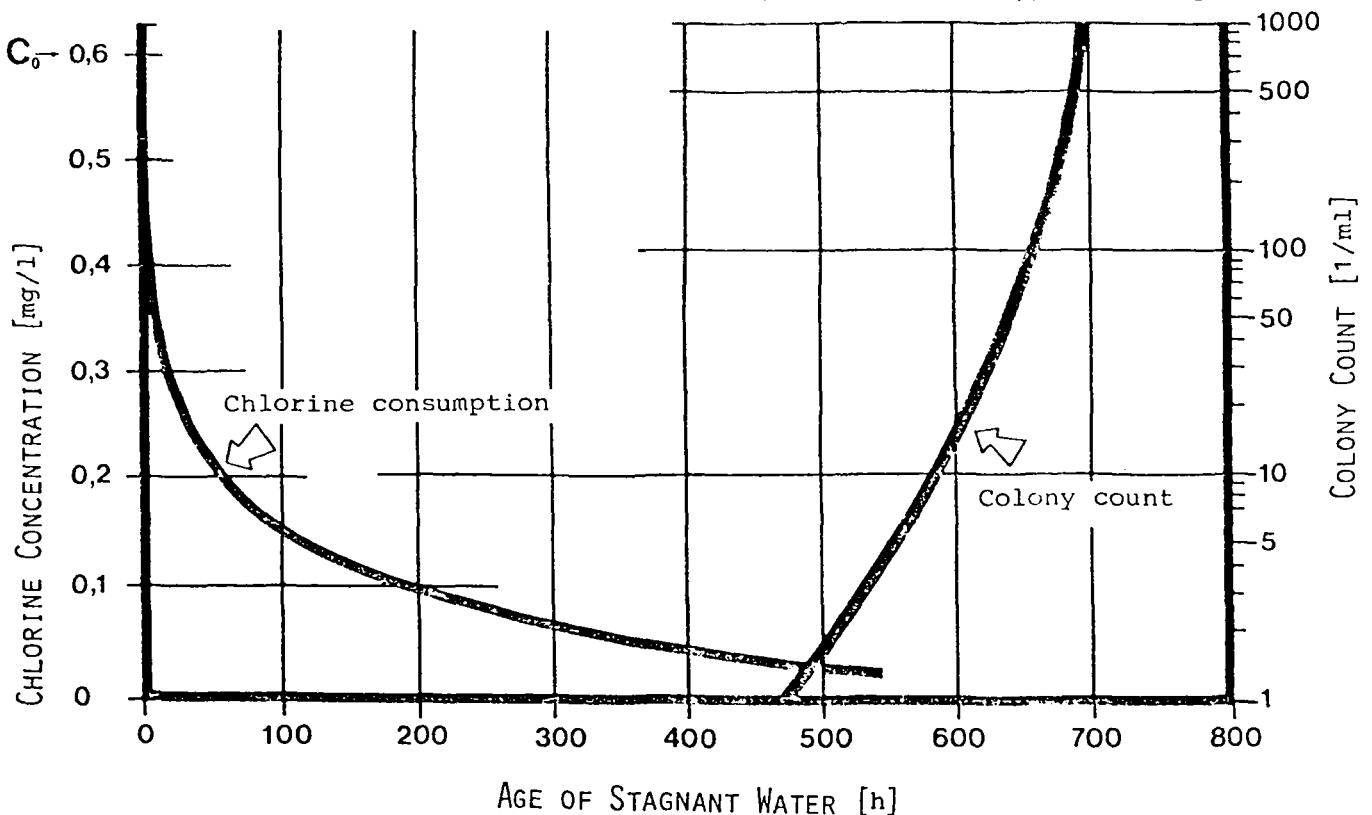


Fig. 5. Kinetics of the regrowth of germs in conditioned Lake Constance water

symbiosis pattern—basic supply from the long-distance line and peak supply from local resources—is particularly favourable if the waters are chemically similar and can be mixed without incurring any problems. Zone separation or controlled mixing combined with chemical or physical treatment of the water, e.g. by expulsion of the superfluous aggressive carbon dioxide ensures unproblematic operation, provided that the waters of differing hardness are mixed at the same place, at the same time, and approximately in the same proportion.

Basically it is more difficult for long-distance water supplies to meet fluctuating demands since the pipeline constitutes the bottleneck for throughput. At best one can satisfy peak demands up to a certain extent with boosting, as already mentioned. However, the combination of the long-distance line with reservoir capacity is more favourable. The total load of a long-distance pipeline can be considerably increased by placing either treated water reservoirs or open-air or underground untreated water reservoirs with treatment—or possibly partial treatment—plants at the centres of consumption. Such an arrangement not only makes peak supply above design capacity possible but also permits a more constant throughput at week-ends and on public holidays when demand is low and when

the reservoirs, which were dimensioned for a weekly or seasonal balance, can be filled up again. Also the fact that maximum demands in the extensive network of long-distance supply systems are staggered may contribute to an increase of total capacity.

6. Conclusions

Even though the earth abounds with drinking water the uneven distribution of resources is becoming a matter of world-wide concern because of population growth and the development of densely populated areas. Long-distance pipelines for drinking water supply will gain still more importance in the future. Huge projects of intercontinental dimensions are in discussion. Questions of water quality will have to be given more and more attention.

The construction and operation of long-distance pipelines for drinking water supply touches on many fields of science and technology. Great administrative and financial efforts are also required. In the planning and construction of new projects one can rely on and benefit from the experiences with existing systems. Long-distance pipelines for drinking water supply require, even today as in ancient times, top performance in the art of engineering.

Prof. Dr.-Ing. Gerhard Naber, Techn. Direktor der Bodensee-Wasserversorgung, Hauptstrasse 163, D 7000 Stuttgart 80, Allemagne

1. Introduction

La présence de l'eau est ce qu'il y a de plus indispensable à la vie. L'homme s'est toujours établi près de ressources en eau suffisantes. Si, toutefois, les peuplements ont pu devenir trop denses, probablement à cause d'un sol riche, de conditions climatiques favorables, d'une abondance de ressources minérales ou d'une position stratégique avantageuse, l'eau faisant défaut a dû être amenée d'ailleurs. Parfois des efforts considérables ont été faits pour satisfaire ce besoin essentiel et les connaissances scientifiques et l'art fréquemment utilisés peuvent encore être admirés aujourd'hui. Le développement des anciennes civilisations évoluées, autour du bassin méditerranéen ou en Asie Mineure par exemple, dépendait beaucoup du transport de l'eau sur de longues distances et les installations nécessaires inspirent notre respect.

Cette revue historique montre que la distribution de l'eau sur de longues distances n'est certes pas simplement une réussite moderne. Aujourd'hui le progrès de la science et de la technologie et les demandes toujours plus grandes sur la qualité et la quantité de l'eau ont fait qu'il a fallu transporter de l'eau sur des distances toujours plus grandes. La distribution actuelle de l'eau sur de longues distances a atteint des dimensions telles qu'elle ne peut plus être isolée de ces concepts généraux et doit être vue comme une constituante intégrale de l'économie de l'eau des régions intéressées.

2. Considérations économiques sur l'eau

Prenons une région géographique qui souffre d'un manque naturel d'eau potable. Le premier pas vers une solution sera de prévoir la demande à long terme, surtout par rapport au développement futur de la région. Le bilan d'eau qui doit être dressé doit comprendre une évaluation de la fiabilité des ressources d'eau locale. Cette évaluation est très importante pour le planning éventuel d'une distribution de l'eau sur une

longue distance qui, pour des raisons économiques, sera établi avec une capacité pouvant être étendue par étapes. En même temps il y aura des problèmes d'égouts qui surviendront dans les zones très peuplées avec des sous-structures généralement fonctionnant bien, et qu'il faudra prendre en considération. Si peu désirables que soient de telles concentrations de gens et de puissance économique, l'eau du robinet n'est pas un instrument qui convient pour une contreaction; car en aucun cas il ne faut mettre en danger la santé publique!

En ce qui concerne la zone de captation, il faut évaluer très soigneusement la quantité d'eau qui peut être retirée sans causer de dégâts graves ou irréversibles. Evidemment il faut aussi tenir compte des fluctuations extrêmes connues de l'eau disponible dans le bassin de réception et les intérêts légitimes des voisins en amont qui peuvent se trouver à quelque distance. La qualité de l'eau est généralement chose importante; lorsqu'il faut transporter l'eau sur une longue distance, il faut avoir ce qu'il y a de mieux. Les ressources doivent être d'une nature telle qu'elles peuvent être bien protégées des risques possibles. Cependant, on ne peut être sûr que les habitants d'une zone riche en eau reconnaîtront toujours la priorité de l'eau potable du fait que les régions à alimenter sont bien souvent très éloignées. Si, au pire, les deux régions se font concurrence économiquement, de sérieux conflits peuvent surgir. Ces conflits peuvent même s'envenimer si les deux régions se trouvent dans deux pays différents. Nous connaissons à l'inverse bien des exemples de symbioses entre des régions ayant beaucoup d'eau et des pays où l'eau manque pouvant conduire à une coopération dans d'autres domaines et qui profite aux deux.

En règle générale l'ingénieur du planning recherche le chemin le plus court possible entre le bassin de captation et la zone de consommation. Mais il s'avère parfois raisonnable ou même politiquement recommandable d'accepter des déviations et des longueurs supplémentaires des conduites afin de faire face aux demandes en eau tout le long du chemin. Ceci

peut souvent aider à réduire l'opposition locale contre la pose d'une conduite.

3. Conduites

3.1 Types de conduites

L'eau devant être transportée peut être soit de l'eau non traitée soit de l'eau potable—parfois traitée. Cette dernière a des avantages évidents si le pipeline dessert beaucoup de points de fourniture d'eau le long de sa route. Par contre, le transport d'eau non traitée généralement moins de problèmes pose concernant notamment les aspects physiques, chimiques et hygiéniques. L'installation de traitement sera alors logiquement placée au centre de la consommation.

Le système hydraulique est choisi entre trois types fondamentaux: la conduite ouverte, la ligne de gravité fermée et la conduite sous pression. Des combinaisons entre ces trois systèmes peuvent également être utilisées. La meilleure solution dépendra des conditions topographiques. Les projets qui permettent de transporter l'eau par gravité, donc ne devant pas être surélevés, sont toujours préférables.

D'importantes quantités d'eau non traitée sont souvent transportées par canaux ouverts; parfois des rivières naturelles sont utilisées. Dans ces cas la distribution d'eau potable ne doit pas être la raison d'être du canal, il peut aussi servir pour distribuer de l'eau d'irrigation et industrielle. Pour ce genre de transport d'eau, les conditions climatiques, géologiques et surtout topographiques favorisant le flux de gravitation sont essentielles. La ligne transversale choisie pour le canal peut dévier de l'optimum hydraulique pour des raisons géostatiques ou climatiques. La capacité ne peut pas être changée rapidement sinon des installations supplémentaires sont nécessaires. Donc un grand réservoir de compensation placé en bout de conduite ouverte est fort avantageux.

De même, les lignes de gravité fermées, où l'eau gravite librement ne peuvent servir qu'avec des conditions topographiques qui conviennent, la pente du niveau de l'eau dépendant des lignes de contour géographiques. Pour éviter des longueurs supplémentaires de conduites qui peuvent résulter de déviations parfois considérables par rapport à la ligne droite, on peut choisir un tunnel en pente à condition que les conditions géologiques s'y prêtent. Les lignes de gravité qui s'étendent près de la surface, les tunnels inclinés sont toujours souhaitables lorsque des changements rapides de débit ne sont pas nécessaires. Comme dans le cas précédent, ces lignes peuvent fonctionner avec des réservoirs de compensation assez grands. Les contraintes physiques venant de l'eau, auxquelles les conduites sont soumises, sont si faibles que des matériaux simples et peu coûteux peuvent être employés. Inversement les risques de pollution et les dangers hygiéniques qui en résultent ne peuvent être entièrement exclus de ce type de transport d'eau potable.

Les conduites sous pression offrent plus de marge pour le planning et la construction de la voie. Elles permettent un contrôle plus efficace du débit. Lorsqu'une élévation est nécessaire, les conduites sous pression, ou les tunnels ou puits sous pression, sont les seules solutions possibles. L'exposé qui suit est donc basé essentiellement sur ce mode de transport de l'eau sur de longues distances.

3.2 La route

Bien des faits auront une influence sur le choix de la meilleure route. En plus des considérations techniques sur le type de conduite, il faut tenir compte de la géologie, de la géohydrologie, de la mécanique du sol, de la mécanique des rochers, de la sismologie, de la

chimie du sol, de l'écologie, de l'agriculture, de la sylviculture ainsi que du tassement de terrain et des politiques de développement. Des contraintes peuvent venir de traversées de routes et de rivières. Il peut être souhaitable de réunir plusieurs lignes de service du point de vue protection du paysage mais ceci peut être indésirable pour des raisons de sécurité. La section longitudinale de la conduite choisie devra obtenir l'approbation de l'ingénieur hydraulique. Son jugement reposera non seulement sur les conditions permanentes mais comprendra aussi les traitements transitoires prévisibles le long de la ligne.

Généralement la construction de la conduite nécessitera l'enlèvement de la végétation, et la construction d'une large bande pour les engins le long de la voie prévue. En plus de la bande de déblaiement elle-même, il faudra une large bande pour des conduites ayant des diamètres de 30m ou plus. Normalement une bande de protection moins large suffira pour le fonctionnement et l'entretien. Le Tableau 1 montre les largeurs proposées des bandes de protection selon le type et le diamètre pour tous les genres de conduites utilisées par le Service de Distribution d'Eau du Lac de Constance. Les aspects légaux sont souvent complexes, mais les compromis conduisant à des solutions techniquement inférieures doivent être évités.

3.3 Détermination du diamètre de la conduite

La plus grande partie, et de loin, du coût global de la construction pour une distribution d'eau sur une longue distance vient de la réalisation des conduites. Il est donc essentiel d'optimiser les diamètres des conduites qui dépendent en grande partie de la capacité maximale définie dans la conception. Lorsqu'il faut transporter de l'eau potable, le débit minimum constitue une autre valeur restrictive dont il faut tenir compte pour éviter la stagnation de l'eau et ses conséquences, telles que la germination, même pendant les périodes de faible consommation. On ne veille pas toujours suffisamment à ce problème. Il est particulièrement important d'estimer correctement les pertes par frottement dans les longues conduites. Elles viennent surtout des aspérités sur les parois internes des conduites—qui peuvent cependant devenir moindres en devenant recouvertes de vase, mais qui peuvent aussi empirer avec la formation d'incrustations, de dépôts adhérent aux parois, d'ondulations, etc. Des pertes proviennent aussi des coudes dans la ligne et des nombreuses perturbations à l'endroit des dispositifs d'arrêt, d'agencements ou de structures d'embranchements avec des pertes d'énergie non négligeables. La Tableau 2 montre les rugosité calculées à partir de mesures de pertes de niveau d'énergie dans les conduites à grand diamètre utilisés depuis bien des années par le Service de Distribution d'eau du Lac de Constance. Tous les calculs sont basés sur des routes droites.

Dans la plupart des cas, le diamètre des conduites par gravité est calculé afin que le débit maximum par gravitation soit légèrement supérieur à la capacité moyenne requise. La capacité maximale prévue, nécessaire que pendant de courtes périodes, peut être obtenue en utilisant des pompes de surpression.

Une autre solution pour faire face aux pointes de capacité sans trop augmenter les diamètres des conduites est de disposer d'un réservoir suffisamment important près du centre de consommation. Ceci aide bien à encaisser les fluctuations hebdomadaires ou même saisonnières.

Du point de vue hydraulique, une conduite est toujours préférable à deux conduites jumelées qui, ensemble, fournissent la ligne efficace requise. Pour des raisons de sécurité, cependant, un deuxième pipeline peut sembler nécessaire. Si la deuxième ligne est posée plus ou moins contre la première, des interconnexions à

des intervalles relativement courts sont toujours avantageuses et doivent donc être envisagées.

Pour les élévations, il faut minimiser l'investissement annuel et les frais de fonctionnement des pompes. L'efficacité maximale des pompes actionnées par des moteurs à vitesse variable doit se situer dans la zone médiane de travail. Pour les longs pipelines, l'utilisation de plusieurs pompes en parallèles est peu rentable car les unités hydrauliques fonctionneraient alors bien au-delà de l'optimum efficace, rendant tout gain en capacité globale beaucoup trop coûteux. Du point de vue de l'hydraulique, il est beaucoup plus avantageux d'utiliser des pompes simples à puissance variable fonctionnant à leur capacité maximale; pour des raisons de sécurité, la pompe la plus puissante devrait être gardée en réserve pour des situations d'urgence.

3.4 Matériaux des conduites

3.4.1 L'acier

Pour la construction de pipelines sur longues distances les conduites en acier, soudées les unes aux autres se sont avérées très satisfaisantes. On obtient un pipeline verrouillé longitudinalement très fiable. Les matériaux et la ligne finie elle-même peuvent facilement être soumis à de nombreux essais. Les longueurs des tuyaux individuels n'étant limitées que par les conditions de transport, leur pose se fait rapidement, surtout si un matériel de levage robuste est utilisé. Obtenir des matériaux facilement soudables et d'une bonne résistance ne constitue plus de problèmes. Avec des conduites en acier, il est possible de surmonter les pressions internes maxima même avec de très gros diamètres.

Il est facile de fabriquer des pièces et de couper sur place. Il n'est pas nécessaire d'ancrer les coudes et même aux extrémités des conduites il n'est pas nécessaire de contrebalancer les pressions obtenues en étayant à condition de maintenir les longueurs de friction au-dessus du minimum de sécurité. En évaluant l'épaisseur de la paroi des conduites, il faut tenir compte des pressions du sol sans toutefois les superposer entièrement avec les pressions de travail internes, le matériau étant assez malléable. Par contre, les parois relativement minces des conduites les rendent sensibles au gondolement. Une garantie de stabilité contre le gondolement doit être stipulée dans l'hypothèse d'un vide interne et en tenant compte de toutes les forces externes qui peuvent agir sur la conduite. Une stabilité élevée au gondolement est une caractéristique importante, les conduites n'étant jamais parfaitement rondes lorsqu'elles quittent l'usine et l'étant encore moins une fois placées dans la terre. Des essais nombreux ont montré que les enduits en mortier de ciment placés en final dans la conduite par action centrifuge contribuent à la stabilité au gondolement. L'épaisseur efficace de la paroi sera alors supérieure à celle de la conduite même et peut être calculée après l'équation

$$h'_e = h_e + h_M \cdot \frac{E_B}{E_{St}}$$

h'_e = étant l'épaisseur efficace de la paroi de la conduite en acier

h_e = l'épaisseur réelle de la paroi de la conduite en acier

h_M = l'épaisseur de l'enduit en mortier de ciment

E_B = le module d'élasticité de l'enduit en mortier de ciment, et

E_{St} = le module d'élasticité de l'acier.

Des enduits en mortier de ciment pour les conduites de fonte et d'acier sont maintenant universellement acceptés comme couches de protection interne des

systèmes de distribution d'eau. Les conduites en acier furent les premières à être enduites de mortier de ciment. Des conduites déjà enduites pour tous les diamètres habituels peuvent être obtenues à l'usine, mais le traitement de revêtement peut aussi se faire par action centrifuge sur place. Lorsqu'il faut poser des conduites nouvelles, le revêtement sur place est intéressant techniquement et économiquement pour les grands diamètres. Les conduites en acier souterraines ont presque toujours besoin d'un revêtement extérieur de protection de haute qualité. Bien que les revêtements goudronnés se soient avérés assez satisfaisants, de plus en plus de conduites en acier sont enduites de plastique. La dépense supplémentaire modeste d'un enduit en plastique se justifie par les avantages techniques, tout au moins pour les sections soumises à une usure particulière. Ces matériaux de revêtement extérieurs passifs doivent être renforcés par une couche de protection cathodique. Pour les conduites ayant un simple revêtement goudronné, des densités typiques de courant de protection vont de 0.03 à 0,1 mA/m². Les valeurs pour un revêtement de polyéthylène sont dix fois moindre. De plus, plusieurs aspects de construction doivent être considérés, tels que l'isolement 'bushing' à certains endroits des structures, l'isolement des aménagements et des unités hydrauliques, des accouplements, etc., afin de pouvoir déconnecter les lignes de branchement et les sorties.

3.4.2 Le béton précontraint

Ce matériau est utilisé fréquemment dans la construction de conduites d'eau potable sous pression sur longues distances. Il est préférable à la conduite d'acier lorsqu'il faut des diamètres plus grands et des pressions internes moindres. Les épaisseurs de paroi doivent assurer l'élimination des problèmes de gondolage.

Normalement il n'est pas possible de construire des profils longitudinaux fermés avec le béton précontraint. Il faudra donc étayer les coudes s'il n'est pas possible de construire des déviations de route à long rayon. Ceci est parfois un inconvénient, bien qu'une ligne de sections de conduites qui subirait de légères dislocations sans être soumise à une contrainte longitudinale, peut offrir des avantages certains. A cause des nombreux joints—les tuyaux sont fabriqués en sections de 5m ou parfois 6m—une bonne étanchéité est très importante. Des garnitures en caoutchouc qui résistent au vieillissement et témoignent d'une compression minimale même à des températures basses sont essentielles pour la fiabilité et la durée de vie en service. Il faut que les joints puissent résister à toute pression négative locale imaginable qui intervient inévitablement pendant le fonctionnement, par exemple après la fermeture pour aération des dispositifs de protection contre les ruptures. Que ce problème puisse techniquement être résolu est prouvé avec des tuyaux d'aspiration en béton précontraint, rendus étanches avec des garnitures en caoutchouc.

Autrement ce genre de conduite n'a pas besoin d'enduit interne, ni, généralement, d'enduit externe. Dans un sol agressif, cependant, il convient d'améliorer la résistance chimique du béton en utilisant un enduit externe. La surface intérieure est suffisamment lisse. Malgré le grand nombre de joints coulés avec leurs rentrants et parfois affleurements larges, la conduite n'est nullement inférieure aux conduites avec revêtement en mortier de ciment en ce qui concerne la perte par friction. Il n'y a même pas de problème d'hygiène qui pourrait peut-être venir des rentrants circulaires internes aux joints. Evidemment il faut bien veiller à nettoyer ces cavités très soigneusement sur place, une fois les travaux terminés et avant d'utiliser la ligne.

3.4.3 La fonte

Les conduites en fonte de tous diamètres constituent de loin la proportion la plus importante de conduites posées pour la distribution d'eau potable. La fabrication des conduites à large diamètre pour les lignes de longues distances ne se développe réellement qu'après l'invention de la fonte ductile. Ce type de conduite a permis des dimensions impossibles à réaliser avec les conduites fonte grise. En ce qui concerne les propriétés de ce matériau, la fonte ductile ressemble beaucoup à l'acier sans être aussi sensible à la corrosion. Cependant il faut bien veiller à la protection externe; généralement une trempe ou un revêtement goudronné ne suffit pas. Une protection supplémentaire de zinc à la surface extérieure et un enduit de polyéthylène ou de mortier de ciment fibreux sont actuellement utilisés. Et les conduites en fonte sont généralement revêtues de mortier de ciment. Depuis le développement de joints à goujon adaptés, les pipelines en fonte peuvent être verrouillés longitudinalement. L'emploi de joints à goujon peut être limité aux coudes afin de sauvegarder les longueurs minima de frottement et d'éviter l'étalement qui serait autrement nécessaire pour contrebalancer la résultante.

La fabrication de grosses pièces pose cependant quelques problèmes. La soudabilité de la fonte ductile ne vaut pas celle de l'acier. Il est possible de soumettre le produit fini à des essais. A cause des diamètres considérables et des fortes pressions internes qui existent dans les pipelines de longues distances, les essais sont non seulement souhaitables mais indispensables.

3.4.4 L'amiante-ciment

L'amiante-ciment souvent employé dans la construction des conduites pour les longues distances, bien que son emploi soit limité à cause des conditions de pression. Les avantages de l'utilisation de ce matériau sont sa légèreté, des parois internes lisses et la non-existence de problèmes de corrosion. L'assemblage des conduites est aisé. Le faible module d'élasticité du matériau contribue à l'amortissement des coups de bélier.

Ce n'est pas un matériau fragile. Aux températures moyennes l'amiante-ciment a une résistance correcte. Sa résistance à l'usure convient pour les besoins normaux. Et il n'est pas exact de dire que les conduites en amiante-ciment détériorent la qualité de l'eau.

Mais, comme pour les conduites en fonte grise, elles sont vulnérables aux accidents en cas de poses inégales, qui peuvent conduire à des ruptures de la coquille.

3.4.5 Les plastiques

Les conduites en plastique sont rarement utilisées sur de longues distances. L'application de plastique est limitée surtout à des structures spéciales. La forte élasticité des lignes finies peut cependant servir pour certains endroits inaccessibles, voie sous-marine fossé-creusé sous une rivière. La mise en oeuvre de conduite de grand diamètre est aujourd'hui possible grâce au développement des structures composites de coquilles, et les travaux en ce sens sont encourageants.

3.5 Les tunnels

Du fait des progrès rapides des techniques de forage et d'utilisation des explosifs, les tunnels sont utilisés de plus en plus pour le transport de l'eau sur de longues distances lorsque les conditions géologiques et topographiques s'y prêtent. Des types communs sont des conduites posées dans des tunnels accessibles, des tunnels en pente ou des galeries sous pression. Ils permettent souvent de raccourcir la ligne. La pente peut être conçue de façon à ce que seulement de faibles pressions interviennent pendant l'opération stationnaire

et que les traitements transitoires ne soulèvent aucun problème hydraulique sérieux. Le profil longitudinal des tunnels sous pression peut être choisi plus ou moins librement suivant les besoins de la construction. A cause des méthodes employées—utilisation de machines de forage par exemple—le diamètre du tunnel peut être plus grand que nécessaire. Lorsque le tunnel passe au sein de roches qui résistent à l'érosion, aucun enduit n'est requis à moins que les pressions internes ou externes qui existent ne l'obligent. Et on peut aussi utiliser un tronçon transversal trop grand pour augmenter ultérieurement le débit ou comme capacité de réserve lors de pannes des autres sections de la ligne. La construction souterraine élimine également certains des problèmes qui surgissent généralement avec les propriétaires et les entrepreneurs de réseaux routiers lors de la pose de conduite en surface. En Allemagne, le Service de Distribution de l'eau du Lac de Constance a réalisé un travail de pionnier en construisant un tunnel sous pression à travers l'Alb Souabe long de 24 km. Aujourd'hui de nombreux tunnels remarquables pour le transport de l'eau fonctionnent: un tunnel de 80 km en Suède méridionale et un tunnel sous pression de 120 km pour la distribution de l'eau à Helsinki basé sur un concept hydraulique particulièrement remarquable (voir Figure 1) (Page 4).

4. Les installations

4.1 Les réservoirs

Il est toujours prudent de mettre un réservoir en début de conduite longue distance, mais il est obligatoire de mettre des réservoirs en bout ainsi qu'en des points de transition entre les lignes de gravité et les lignes de pompage et vice-versa. Ceci contribue à économiser l'énergie pendant le fonctionnement. De courtes pannes peuvent aussi être surmontées plus facilement. Les réservoirs qui peuvent encaisser les fluctuations dans la demande devraient être mis aux centres de consommation. Des réservoirs placés le long de la ligne servent surtout à régler la pression et à faciliter le fonctionnement hydraulique sûr. Au lieu de réservoirs, on peut aussi utiliser des chambres d'équilibre ou des récipients à air. Les réservoirs devraient être placés le long de la route du pipeline de sorte que la tête de pression à l'extrémité inférieure de tout tronçon du pipeline soit légèrement plus haute que le niveau d'eau libre supérieur réel (voir Figure 2) (Page 5). Les réservoirs peuvent aussi être by-passés afin de convertir l'énergie normalement perdue dans et près des réservoirs en énergie de renfort pour augmenter le débit. Mais de telles conditions de fonctionnement ne peuvent être maintenues longtemps, sinon l'eau emmagasinée risque de stagner. Il est important aussi que les tronçons des conduites reliant le réservoir by-passé à la ligne principale soient suffisamment larges pour assurer que les ondes de pression puissent être entièrement réfléchies à la surface libre de l'eau. Dans les pipelines sur longue distance de tels régulateurs de pression devraient être placés à des intervalles qui ne soient pas trop longs afin de fixer la pente de pression en des points fixes. Suivant le débit, le contrôle des traitements transitoires peut autrement devenir très difficile. Concernant les derniers, il ne faut pas se reposer entièrement sur les technologies de commande à distance. La fiabilité doit fondamentalement être basée sur la conception hydraulique. Sous ce rapport on ne peut comparer le transport de l'eau sur longue distance avec les pipelines transportant du pétrole, car non seulement le poids spécifique du pétrole est inférieur à celui de l'eau, mais il a aussi une viscosité cinématique plus élevée et contient plus de gaz dissous. Donc les pipelines de pétrole n'ayant pas de surfaces

réfléchissantes les inverseurs de phase, peuvent parfois être utilisés sur de longues distances.

4.2 Installations de pompes de surpression

La surpression peut être un moyen efficace et économique pour augmenter le débit dans des lignes sur longues distances. Un profil appropriée de la ligne est une condition à satisfaire. Avec la surpression, un réglage de la capacité selon la demande est possible étape par étape. Le capital à investir dans la construction de pipelines peut généralement être maintenu dans des limites raisonnables. Un inconvénient réside dans la nécessité de stocker de l'énergie ce qui gèle du capital, les pompes de surcompression ne pouvant servir seulement pendant de brèves périodes. Pour cette raison; il faut envisager différentes sources d'énergie. Les fonctions importantes doivent disposer d'un matériel en double pour empêcher que toute la chaîne ne soit interrompue si une pompe de surcompression tombait en panne. Souvent ces pompes sont placées aux réservoirs intermédiaires. Il peut aussi s'avérer utile, sous certaines conditions hydrauliques, d'avoir une station de surpression sur le pipeline entre deux réservoirs, comme indiqué Figure 3 (Page 6) qui montre un profil d'une ligne de gravité. Des pompes actionnées par des moteurs à vitesse variable peuvent régler la capacité encore mieux en fonction de la demande.

4.3 Régulateurs de pression et autres dispositifs

Une longue ligne de gravité sera généralement munie de dispositifs d'arrêt tels que des *vannes de détente* ou des *vannes de protection en cas de rupture de conduite* à des intervalles de 10 km environ. Une division de la ligne en tronçons est à conseiller, ne fut-ce que pour garder la quantité d'eau devant être vidée et les périodes requises d'immobilisation pendant le travail d'entretien le long de lignes dans des limites raisonnables. Les vannes de protection en cas de rupture de conduite servent à protéger les zones d'habitations et les voies de circulation. Le niveau auquel une telle vanne est placée doit être choisi pour minimiser la quantité d'énergie qui pourrait être libérée accidentellement. Les vannes sont donc parfois placées au sommet des pentes, ce qui pourra conduire à des pressions théoriques plus petites. Un déblocage accidentel de vannes pourrait amener la vidange de sections assez longues de la ligne qui devront alors être remplies à nouveau lentement. Les critères possibles pour le déblocage automatique des vannes de protection en cas de rupture de conduite sont la mesure et la comparaison de la pression, la mesure et la comparaison du débit, le débit de retour et une valeur limite de débit qui convienne. La méthode la plus sûre semble être de mesurer l'arrivée et la sortie de l'eau dans la section en question. Lorsqu'elles diffèrent de plus d'une certaine quantité la procédure d'arrêt automatique sera déclenchée. Le mécanisme d'évacuation doit être placé avec un décalage parce que, dans de longs pipelines, des ondes de pression réfléchies maintes fois, produites même par des moyens de contrôle normaux, peuvent conduire à des variations de débit considérables. Pour la même raison, un réglage très poussé d'un retour du courant ne convient pas car les vannes de protection en cas de rupture de la conduite pourraient être ouvertes à chaque arrêt complet de la ligne. Le critère usuel de débit maximum pour l'évacuation est difficile à déterminer, car des fuites même importantes pourraient ne pas déclencher l'ouverture. Des ouvertures accidentelles peuvent presque être évitées, mais pas totalement, avec un codage multiple du contrôle d'arrêt.

Il doit être possible de fermer les vannes de protection

en cas de rupture de conduite sans danger même avec le maximum du débit libre. Les commandes doivent être dimensionnées en conséquence. La source la plus sûre d'énergie de commande pour les dispositifs de fermeture est encore le contrepoids mais des commandes actionnées par piles ou au gaz comprimé fonctionnent également bien. Les dispositifs d'arrêt importants doivent disposer d'une dérivation permettant de remplir le tronçon de conduite immédiatement après ce dispositif. Pour les vannes de protection en cas de rupture de conduite, la dérivation peut être incorporée en relation avec le temps de réaction du mécanisme d'arrêt. Les soupapes à aiguille conviennent les mieux pour les dérivations (Fig. 4) (Page 6).

Pratiquement aucun verrouillage n'est requis au sommet d'une conduite d'élévation à condition que l'évacuation soit au-dessus du niveau de l'eau dans le réservoir. Les conduites par gravité méritent une attention particulière concernant leur construction et à la mise en oeuvre des différents mécanismes d'*amenée*. Ils peuvent avoir des diamètres gradués. Les procédures d'ouverture et de fermeture peuvent être graduées afin de limiter les coups de bélier, et les temps de fermeture seront souvent très longs comparés aux temps de course des ondes réfléchies. Généralement, les soupapes à aiguille conviennent le mieux. Autrement des vannes papillons sont souvent utilisées dans les lignes sur longues distances à cause de leur faible prix et volume restreint. Lorsqu'il faut les pertes d'énergie doivent être maintenues au plus bas, on utilise des soupapes sphériques — pour ne parler que des types les plus importants de dispositifs de fermeture.

Souvent des quantités considérables d'énergie résiduelle sont libérées dans les conduites par gravité, fermées et de grande longueur puisque, pour une utilisation partielle de la capacité complète, les pertes en niveau d'énergie diminuent quadratiquement. Généralement l'énergie résiduelle doit être convertie en utilisant des soupapes à aiguille. Il existe des soupapes spéciales basées sur une technique hydraulique sophistiquée et des matériaux sans cavitation fonctionnant pendant des périodes relativement longues sans dégât. Parfois l'installation d'une *turbine pour réduire la pression* dans une dérivation est à conseiller. Elle convertit l'énergie résiduelle en énergie électrique. Ainsi on peut épargner les dispositifs et améliorer ainsi leur fiabilité et leur durée de vie. Il faut bien se rappeler cet aspect, même si le coût de l'investissement pour la turbine ne peut être montré comme compensé pleinement par les bénéfices de la puissance générée. La dimension de telles turbines doit cependant satisfaire certaines exigences pour que ni le pipeline ni un dispositif de commande ne soient exposés à des charges non admissibles en cas de fermeture en cas d'urgence.

Les temps d'arrêt du dispositif d'*amenée* ou vanne, la transmission d'eau de la roue de la turbine à survitesse, la vitesse admissible de travail et la montée possible de la pression au dispositif d'*amenée* peuvent presque toujours être déterminés de façon à ce que les conditions requises puissent être réalisées. Aujourd'hui l'installation de turbines pour réduction de la pression, dont la puissance est souvent de l'ordre du mégawatt, est aussi à conseiller du point de vue économie d'énergie dans l'usine d'eau. La récupération maximale d'énergie résiduelle est atteinte à 58% de la pleine capacité.

Il faut pouvoir *complètement vider la conduite* à tous les points les plus bas le long de la route. Pour la dimension de la sortie la capacité du cours d'eau récepteur doit être prise en considération. Il est recommandé de combiner ces structures avec les trous d'accès au pipeline. Ceci nécessite la construction de

puits. La vidange peut se faire soit directement soit indirectement. La vidange indirecte nécessite toujours l'utilisation de pompes pour enlever toute l'eau.

Des vannes d'aération et de desaération doivent être placées aux sommets géodésiques de la ligne pour empêcher l'accumulation d'air en ces points et pour les protéger des pressions négatives venant de la vidange ou de chutes de pression. En plus des vannes sphériques on utilise aussi des vannes d'aération et de desaération capables d'admettre rapidement de grandes quantités d'air dans la conduite et de ne renvoyer que de petites quantités. Tous les points vulnérables peuvent être munis de vannes à disque. Il faut aussi examiner si de l'air peut être accumulé en des points où la pente géodésique fait un coude brusque. Si tel est le cas, il faut placer des vannes de desaération en ces points pour éjecter les bulles d'air indésirables. Ici aussi il est souhaitable de combiner des dispositifs d'aération avec des puits d'accès.

D'une façon générale des trous d'accès le long des conduites sur longue distance sont indispensables. La longueur sur intervalles entre trous dépendra du diamètre de la conduite et de son tracé. L'intervalle maximum admissible pour des conduites faciles à inspecter—pour des diamètres nominaux de plus de 1200 mm—est de 1 km. Si les intervalles entre les points de ventilation accessibles ou structures de sortie sont plus longs, il faut placer des trous d'hommes spéciaux entre eux. On cherche cependant à maintenir le nombre des puits spéciaux aussi bas que possible, en acceptant des profondeurs de construction supplémentaires lors de la pose de la conduite en évitant ainsi trop de points hauts ou bas.

Les dispositifs de protection contre les coups de bélier peuvent effectivement limiter ceux-ci. Il faut les placer aux points d'origine des variations de pression, à condition qu'un dispositif de sécurité soit utile pour protéger la conduite et ses dispositifs de contrôle de contraintes supplémentaires dues à des coups de bélier. Il faut donc faire marcher les dispositifs d'arrêt lentement, avec des vitesses progressives pour que le temps de fermeture soit beaucoup plus long que le temps de course des ondes de pression réfléchies. Une autre façon de limiter les coups de bélier, c'est de diviser la conduite en sections avec des dispositifs d'arrêt ayant des diamètres réduits, car ces dispositifs peuvent être fermés les uns après les autres à tour de rôle. Les pompes peuvent tomber en panne subitement. Les volants, qui augmentent les moments d'inertie des dispositifs de pompage, n'ont un effet important que sur la limitation des amplitudes de pression dans de courtes conduites ou aux bouts des conduites longues. Mais ils ont toujours l'avantage d'étaler tout front d'onde de pression traversant une conduite longue. Des moments d'inertie élevés renforcent favorablement d'autres dispositifs de protection. Dans les conduites très longues, des réservoirs d'air conviennent comme dispositifs de protection contre les coups de bélier. Dans les lignes d'eau potable il faut parfois considérer les aspects sanitaires, surtout si le réservoir d'air est placé dans une dérivation ou à une certaine distance de la conduite principale. Des réservoirs d'équilibre sont tout aussi fiables mais ne sont pas utilisés fréquemment dans des distributions d'eau parce qu'ils ont besoin de conditions hydrauliques et topographiques spéciales. Il faut mentionner dans ce contexte les sorties latérales, bien qu'elles ne puissent avoir d'influence sur la chute de pression initiale, et parfois décisive, dans les conduites ayant des pompes de renfort. Une aération de sections de conduite géodésiquement hautes est souvent employée pour empêcher toute interruption de la colonne d'eau. Mais cette méthode nécessite des études spéciales avant sa mise en oeuvre.

On utilise encore souvent le principe de pression

différentielle pour mesurer le débit pendant le fonctionnement, mais les débitmètres supersoniques et inductifs sont utilisés de plus en plus souvent. Ces méthodes donnent des résultats assez exacts pour les mesures partielles du débit, les lectures dépendant linéairement de la vitesse du débit. Des compteurs aux ultra-sons peuvent aussi être utilisés sans aspects négatifs pour le fonctionnement. L'emploi de débitmètres inductifs est généralement positif. Ceci est vrai les compteurs à ultra-sons qui peuvent être plus économiques pour des conduites à large diamètre.

4.4 Télé-commandes

Il n'est actuellement plus possible de concevoir de distribution d'eau importante sur une longue distance sans disposer d'un contrôle permanent du dispositif. La plupart des installations avec télé-commande sont contrôlées d'une ou de plusieurs stations centrales par l'intermédiaire d'un réseau autonome de câbles accompagnant le système de conduites. Des câbles posés séparément et avec des circuits en anneaux améliorent nettement la fiabilité de la transmission; lorsqu'une ligne tombe en panne, une autre peut être utilisée en remplacement. Dans des cas particuliers une transmission par radio directionnelle offre les avantages de fiabilité et faible coût.

Des ordinateurs sont utilisés pour enregistrer, choisir et analyser les messages entrant et sortant, les données et les ordres. Généralement ces installations servent à aider le personnel dans leur travail, mais elles peuvent servir aussi à contrôler partiellement ou entièrement le fonctionnement du système. Parfois les installations avec télé-commande et ordinateurs sont assez complexes et en évolution permanente au plan technique. Il faut donc avoir un personnel hautement qualifié. Toutefois incidents et pannes ne peuvent être exclus malgré le haut niveau habituel de fiabilité. Ces installations de contrôle ne pourront donc pas exécuter des fonctions pouvant être évitées ou remplacées par une programmation soigneuse de la construction de la conduite longue distance. Le principe de base doit rester la fiabilité du système hydraulique.

5. Fonctionnement des conduites sur longue distance

Pour un fonctionnement sûr, tout système de distribution de l'eau sur de longues distances a besoin, entre autres choses, d'un personnel qualifié et compétent en hydraulique, mécanique et électrotechnique. Une formation permanente et un recyclage du personnel sont donc essentiels. Lorsque les installations s'étendent sur une vaste zone, un réseau téléphonique indépendant et des véhicules avec radio sont utiles. Des moyens d'observation aérienne et de transport par air peuvent également être utiles parce que, malgré le concept et la fiabilité des installations, des problèmes mécaniques ou électriques peuvent survenir tout d'un coup et il faut les réparer immédiatement et efficacement. Des telles pannes concernent notamment les mécanismes de fermeture, la distribution électrique, et résultent de la foudre, de vidanges erronées, des dégâts de corrosion, etc. Des bouchons d'air peuvent aussi créer des difficultés et une expulsion d'air forcée ou un remplissage trop rapide d'une conduite peut créer des coups de bélier très forts avec des dégâts locaux. Un manuel de fonctionnement bien fait peut faciliter entretien et réparations.

La qualité de l'eau est modifiée pendant le transport même dans des conduites fermées sous pression. L'eau potable peut, après un certain temps, ne plus être de qualité sanitaire suffisante. Suivant la composition chimique et le traitement de l'eau transportée, il peut y avoir une germination indésirable (Fig. 5) (Page 8).

D'après des études faites par le Service de Distribution des Eaux au Lac de Constance non seulement la température mais aussi le rapport volume/surface de paroi humide jouent un rôle, surtout si des matériaux impropres pour le revêtement et les joints ont été utilisés dans la construction de la conduite. Pour le transport sur de longues distances de l'eau potable, il faudra toujours utiliser le chlore avec ses propriétés de protection durable afin d'assurer partout des conditions hygiéniques adéquates. Si la conduite alimente un grand nombre de distributions d'eau locales le long de sa route, il pourrait être prudent d'introduire le chlore en plusieurs stades successifs. Par ailleurs une concentration trop forte de chlore peut-être réduite avec du carbone actif. Normalement il faut bien veiller à avoir un débit minimum adéquat, à ce que les conduites de branchement ne restent pas sans débit pendant de longues périodes et à ce que l'eau passe par des réservoirs intermédiaires sans former de zones de stagnation. Un curage régulier des domes d'aération, des sorties, des branchements, et si nécessaire des extrémités des conduites peut aussi aider à maintenir sous contrôle une regermination indésirable.

Des conduites sous pression qui fuient peuvent conduire à des influences externes dangereuses sur l'eau transportée par effet d'aspiration en cas de pression interne insuffisante. Et dans ce cas une concentration spécifique de chlore supprimera les effets nuisibles. Mais il faut aussi se rappeler qu'avec certains types d'eau une trop forte dose de chlore peut entraîner la formation de composés halogénés nuisibles.

Une modification chimique et physique de l'eau dans une distribution sur longues distances ne peut jamais être entièrement exclue. Par exemple, le transport peut réduire la concentration de gaz dissous. Le dégazage a lieu surtout aux jonctions de deux stades de pression différents, par exemple aux stations de renfort ou aux dispositifs de réduction de pression. La précipitation de chaux ainsi produite en quantités inacceptables provoque le colmatage des dispositifs et diverses autres perturbations. Dans de longues conduites la corrosion produit également des modifications défavorables. La valeur du pH et l'intensité du tampon de même que l'équilibre du carbonate sont importants pour l'obtention d'une couche de protection.

La distribution d'eau sur longue distance est évidemment de plus en plus réalisée en conjonction avec des systèmes de distribution et de traitement locaux, dans le cadre d'agrément supra-régionaux ou—lorsque cela est possible—avec d'autres distributions d'eau sur longue distance. Une telle coopération a des avantages qualitatifs, quantitatifs et économiques et, surtout, elle améliore la fiabilité de la distribution. Une coopération avec la distribution locale suivant la forme suivante—distribution de base de la

conduite longue et distribution de pointe des ressources locales—est particulièrement favorable si les eaux sont semblables chimiquement et peuvent être mélangées sans créer de problèmes. Une séparation par zone ou un mélange contrôlé, combiné avec le traitement chimique ou physique de l'eau—par exemple en expulsant l'acide carbonique agressif et superflu, assure un fonctionnement sans problème à condition de mélanger les eaux de duretés différentes au même endroit, au même moment et à peu près dans les mêmes proportions.

Il est plus difficile pour la distribution d'eau sur longue distance de faire face aux demandes changeantes car la conduite constitue un étranglement pour le débit. Cependant, la combinaison de la conduite sur longue distance avec la capacité du réservoir permet une certaine souplesse. La charge totale sur une conduite sur longue distance peut être nettement accrue en plaçant des réservoirs d'eau traitée ou des réservoirs d'eau non traitée en plein air ou sous sol avec des installations de traitement—total ou partiel—aux centres de consommation. Un tel arrangement rend possible non seulement une distribution de pointe au-dessus de la capacité prévue mais aussi un débit plus constant pendant les week-ends ou les jours fériés lorsque la demande baisse et lorsque les réservoirs, prévus pour un équilibre hebdomadaire ou saisonnier, peuvent être remplis à nouveau. Et le fait que les demandes maxima soient échelonnées dans le réseau sur une longue distance peut contribuer à augmenter la capacité totale.

6. Conclusions

Bien que l'eau potable abonde sur terre, la distribution inégale des ressources devient sujet d'inquiétude à l'échelle mondiale à cause de l'augmentation de la population et du développement des zones à forte population. Les conduites pour la distribution d'eau potable sur de longues distances vont acquérir plus d'importance encore à l'avenir. De vastes projets de dimensions intercontinentales sont à l'étude. Il faudra consacrer toujours plus d'attention aux questions de la qualité de l'eau.

La construction et le fonctionnement des conduites sur longue distance pour la distribution d'eau potable touchent à plusieurs branches de la science et de la technologie. Il faut aussi d'importants efforts administratifs et financiers. Pour le planning et la construction de projets nouveaux on peut s'appuyer sur les systèmes existants. Les conduites pour la distribution d'eau potable sur longue distance ont besoin, aujourd'hui tout comme autrefois, d'une compétence hors du commun dans l'art de l'ingénierie.

Guiseppe Consiglio, Director, Water Supply Systems Department, Cassa per il Mezzogiorno, Rome, Italy.

1. The 'Cassa per il Mezzogiorno' is the Italian Government Agency that finances and carries out the infrastructure works aimed at the socio-economic development of the southern regions of Italy. A large number of important water supply systems, some involving several regions, have been completed and others are under construction. This reflects the high priority given to multi-purpose (domestic, agricultural and industrial) integrated water systems. Since 1973 the grants of the Agency in this field amount to over 5,200 bn. lire (4,300 US\$ millions) are expected to be over 5,800 bn. lire (4,800 US\$ millions) over the next three years.

2. Among the major projects which the Cassa per il Mezzogiorno has completed and of which significant aspects are reported here are:

water supply system for Rome and the surrounding area PESCHIERA aqueduct (rated flow = 9.5 mc/sec) and LEPORE aqueduct (rated flow = 5.5 mc/sec) with a total length of over 150 km.

water supply system for Puglia and Basilicata, the projects most recently completed being the PERTUSILLO aqueduct, length over 250 km and rated flow 4.5 mc/sec; and the SINNI aqueduct length over 150 km, rated flow 40 mc/sec, diameter

3 m with average pressure of 10 atmospheres.

Campania aqueducts system: which is supplied mostly from gravity springs and to a small extent from wells. The rated flow is 4 mc/sec with over 500 km pipes, tunnels and channels.

3. Some relevant design considerations which have emerged from this work are:

- (i) the importance of safety margins in design. Booster stations reduce pipe requirements and therefore cost but also therefore affect safety margins.
- (ii) the level of automation to provide in relation to the risks of strikes particularly in those countries where public service strikes are not illegal.
- (iii) the desirability of comparing the total cost (including environmental and other social costs) of alternative pipe routes.
- (iv) good reserve capacity in large aqueducts to allow service to be maintained in the face of serious problems. In this respect the experiences in the earthquake of 1980 and at the time of the major break in the Naples aqueduct have been useful.
- (v) the interaction for long pipelines of choice of pipe material and ground conditions including groundwater level variation and weak soils. Considerable experience was gained in the construction of an aqueduct 3 m in diameter at pressures of over 10 atmospheres using prestressed concrete pipes or steel pipes according to the ground conditions.

4. The work on the aqueducts has provided much

additional useful experience of a varied kind. The Sinni aqueduct for example showed that a good solution to the environmental problem of allowing unobstructed future use of land along the route of an aqueduct can be obtained by using self-supporting steel pipes on supports.

5. Experience with pipe material includes:

- (i) the important problem of testing both in the factory and after installation particularly where prestressed concrete pipes are laid in difficult conditions.
- (ii) the operation of the Cancellò-S. Giacomo dei Capri pipeline in the Campania system; it has been in use for 20 years without interruption although it crosses aggressive soils with significant earth movements and ground water variation.
- (iii) the operation for more than 20 years of the welded steel submarine pipeline to the islands of Procida and Ischia.
- (iv) the recent completion of the flexible pipeline to Capri.
- (v) the completion of a long distance aqueduct, 600 mm in diameter for conveying very aggressive distilled water from a desalination plant. Reinforced fibreglass pipes and fittings have been used with continuous joints polymerised during installation to solve the problem.

6. Pipeline filling is also important. Mass oscillations and water hammer must be avoided. A careful balance of choice must be made between speed of filling and safety.

Yasuyuki Shimada, Assistant Adviser to the Director, Tone River Waterworks Construction Centre, Bureau of Waterworks, Tokyo Metropolitan Government, Japan

Since the 1960's, large cities in Japan have been continuously expanding their water supply facilities to meet the ever increasing water demand caused by concentration of population and industries into their city areas.

Consequently, supply areas as well as scales of the waterworks have been enlarging, and water transportation facilities over long distance with large scales and diameters, e.g., a pipeline of a diameter at 2600 mm and a length at 46 km in Tokyo, have been constructed.

In this paper, recent developments concerning waterworks in Tokyo will be reported, with particular reference to some technical problems for pipeline construction.

Generally, ductile cast iron pipes with mechanical

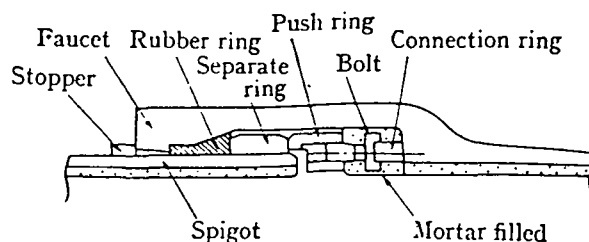


Fig. 1. U-Type joint

joints and steel pipes with arc welding joints are used for the purpose of pipeline construction.

Large pipelines with diameters over 1000 mm laid under the road are in many cases constructed in tunnels by shield method, by reason of heavy traffic,

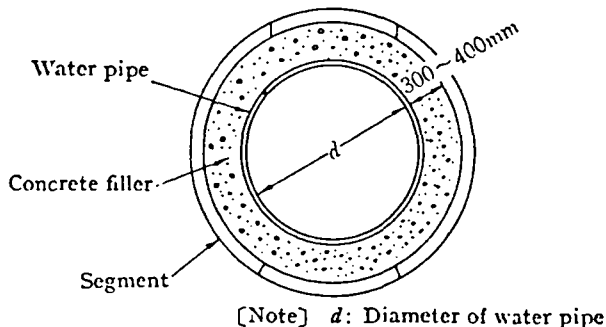
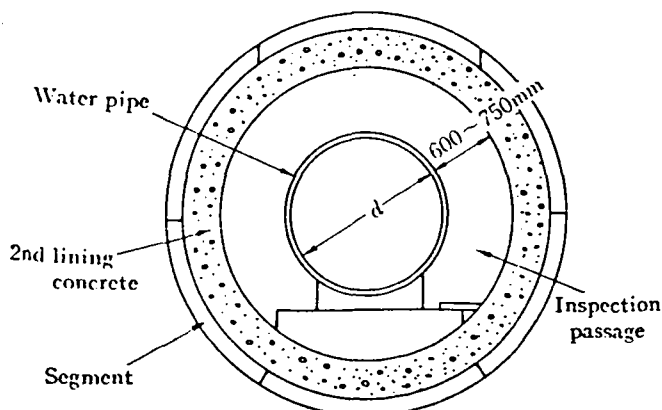


Fig. 2. Standard section in shield method



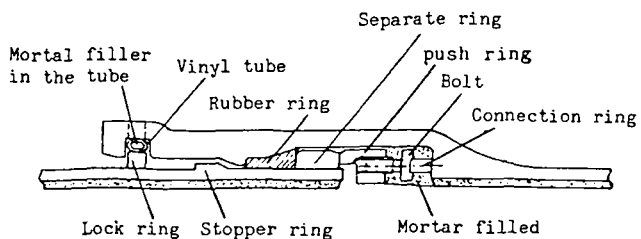


Fig. 3. Special anti-escapement joint

congestion of underground facilities, noise removal, etc. In those cases, ductile cast iron pipes with the U-type joint, which permit jointing inside the pipe, are used, resulting in the smallest tunnel and decrease of construction cost.

For safety of the pipeline in poor subsoil against earthquake forces, a recent earthquake resistant design

has been studied relating the analysis not only to the transverse direction, but also to the longitudinal direction by the seismic deformation method or dynamic analysis.

Following the above analysis, the filling concrete of the shield work is reinforced in the longitudinal direction, and in addition, special anti-escapement joints recently developed against the earthquake force are now used.

As a countermeasure against land subsidence, a newly developed flexible tube has been introduced between the pipeline and the piled foundations.

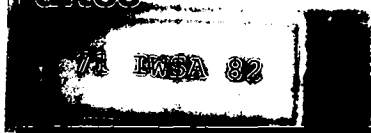
In planning of water transportation pipelines with pumping installations, it is important to take account of water-hammer which may occur in the pipeline. Practical countermeasures should be realized by some combination of various means. Among them, a group of one-way surge tanks has shown especially favourable results.

~~USA 82~~

~~ISA 82~~

Progress in Leakage Control

Progrès dans le contrôle des fuites



Barcode 274
LIBRARY
International Reference Centre
for Community Water Supply

Author: W. F. Ridley (UK)
Auteur:
Leading Contributors: J. B. Gilbert & G. L. Laverty (USA)
Contributeurs Principaux: R. Sauvalle & M. Herrero (Spain)

W. F. Ridley, Chief Executive, Northumbrian Water Authority, UK.

1. Introduction

Since the beginnings of organised water supply, engineers have been concerned about losses from parts of their systems. Obvious leaks have always been repaired ('passive control') but the amount of effort put into discovering non-obvious leaks ('active leakage policy') has and does vary with the enthusiasm of the system manager.

With the amalgamation of large sections of the Water Industry in England and Wales in 1974 into 10 Regional Water Authorities, the disparate treatment of losses between water undertakings became unacceptable and the search was intensified for a logical approach to leakage control.

A Technical Working Group on Waste of Water was set up by the Department of the Environment, DoE, and the National Water Council, NWC, and after much fact gathering including numerous field trials under the general guidance of the Water Research Centre, WRC, a final report was published in 1980.

This report, entitled "Leakage Control Policy and Practice", is in three parts.

Part 1, Leakage Control Policy and Practice, is the formal report of the Working Group and, as such, includes chapters on the background to the problem, the problem itself, the Group's activities, its terms of reference and its membership. Conclusions are given and recommendations made. This part is aimed at senior management and policy makers.

Part 2, Leakage Control Policy, is essentially a manual for determining an optimum leakage control policy and is therefore aimed at those who may be required to perform the mechanics of this task, together with those who may have to give advice to lay members and recommend an appropriate course of action.

Part 3, Leakage Control Practice, is written for field practitioners of leakage control; it rehearses, updates and gives guidance on most of the practices and techniques used in leakage control.

Much of the material in the report is a collection of current best practice, previously published. The new feature is a detailed description of a rational cost-benefit analysis applicable to any water undertaking.

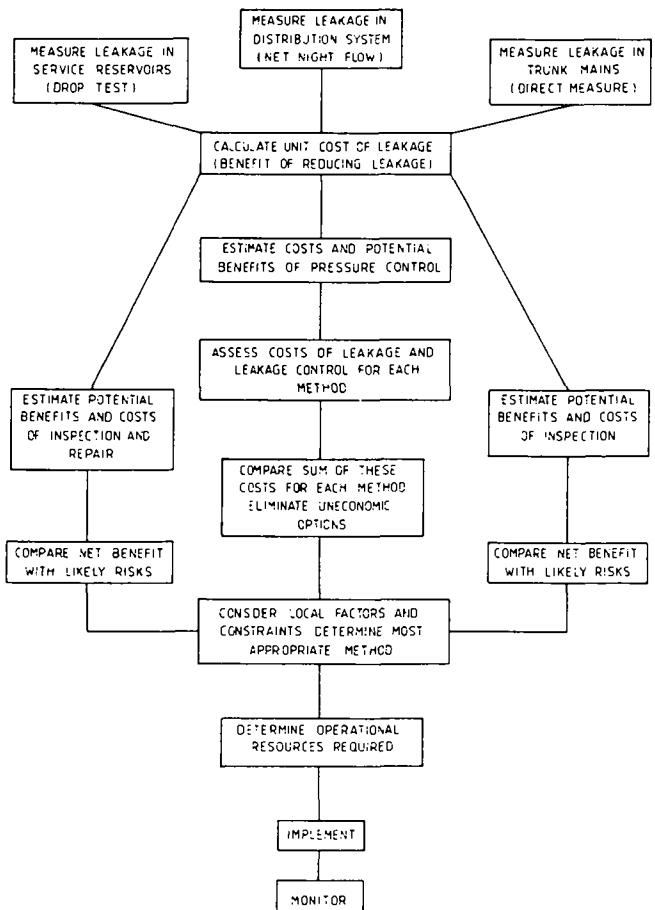
The water undertakers in the United Kingdom have collectively approved the methodology and the Water Authorities have agreed both to apply the method to determine the optimal appropriate degree of leakage control in parts of their systems and to carry out the control as soon as practicable. They have also agreed to make annual reports to NWC and DoE on their progress.

Leakage control in the UK has become organised.

its cost; in the amount of leakage in various parts of the systems; and in local constraints, including available resources. There are also considerable variations in current management practice.

The procedure described in "Leakage Control Policy and Practice" was chosen to be applicable in all cases. It consists of the following principle steps:

- initial measurement of the magnitude of leakage within the system;
- determination of the benefits of reducing leakage (by calculation of the unit cost of leakage);
- estimation of the costs and potential savings of pressure control;
- calculation of,
 - the cost of operating each of the methods of leakage control;



FLOW DIAGRAM OF THE PROCEDURE FOR THE DETERMINATION OF LEAKAGE CONTROL POLICY

Figure 1

2. The Recommended Procedure

There are wide variations in the availability of water; in

- (iii) the cost of leakage appropriate to each method of leakage control.
- (e) comparison of the sum of the costs in (d) (i) and (ii) for each leakage control method to determine which methods are economically acceptable;
- (f) consideration of local factors;
- (g) decision on the leakage control method to be adopted;
- (h) determination of the operational resources required;
- (j) implementation of appropriate action;
- (k) monitoring of performance at regular intervals.

The procedure is shown diagrammatically in Figure 1.

3. Initial Measurement of Leakage

The report gives recommendations based on countrywide field trials, and proposes the use of 'net night flow' as the basis for leakage determinations. Quantification requires on-site measurement either by meter installation and recording or by measurement of fall in service reservoir level, the biggest cost is often found to be the updating of system records which is an obvious precursor to any rational analysis.

4. The Unit Cost of Leakage

One of the more difficult questions that has bedevilled those wishing to evaluate the benefits of introducing an active leakage control method has been the value to place on the water that is "saved". It may consist of the running costs, the total costs including overheads, the marginal operating costs, or it may be a mixture of these.

"Leakage Control Policy and Practice" presented a method of calculating the cost of leakage, which found acceptance by engineers, economists and accountants in the UK. The unit cost of leakage is defined as:

- (i) the relevant marginal operating costs, (the unit operating cost);
- together with
- (ii) the relevant long term capital costs (the unit capital costs).

5. Methods of Leakage Control

Leakage control can be summarised into five basic methods. These are:

- (a) Passive leakage control: only those leaks that become apparent are repaired. They include those that appear on the surface of the ground, those that cause the consumer some other disturbance and those discovered by water undertaking personnel whilst carrying out other tasks.
- (b) Regular sounding: fittings on mains and services are sounded by inspectors according to a predetermined frequency, typically once a year or once every two years.
- (c) District metering: the integrated flow into districts containing up to 5000 properties is recorded by meters installed at strategic points and examined at regular periods, typically weekly or monthly. Any district indicating an inexplicably high consumption is sounded by inspectors.
- (d) Waste metering: waste meters—ie meters capable of recording the low rates of flow that occur in the early hours of the morning—are installed either permanently or, more usually, temporarily, in the distribution system in areas typically containing 500 to 1000 properties. The meters are normally read quarterly or half yearly and unexpected increases in the minimum night flow rate are investigated.
- (e) Combined district and waste metering: this combines the two methods outlined immediately above where the district meters are used to flag an unaccounted for increase in consumption and the waste meters are used downstream to determine

more precisely the location of leakage.

The five methods that incorporate the detection and location of leaks having been codified, typical net night flows for areas with intrinsically high, medium and low leakage were ascribed to them from the results of field trials. This enables estimates to be made of the potential reductions in leakage that might accrue from a change to a more intensive leakage control method.

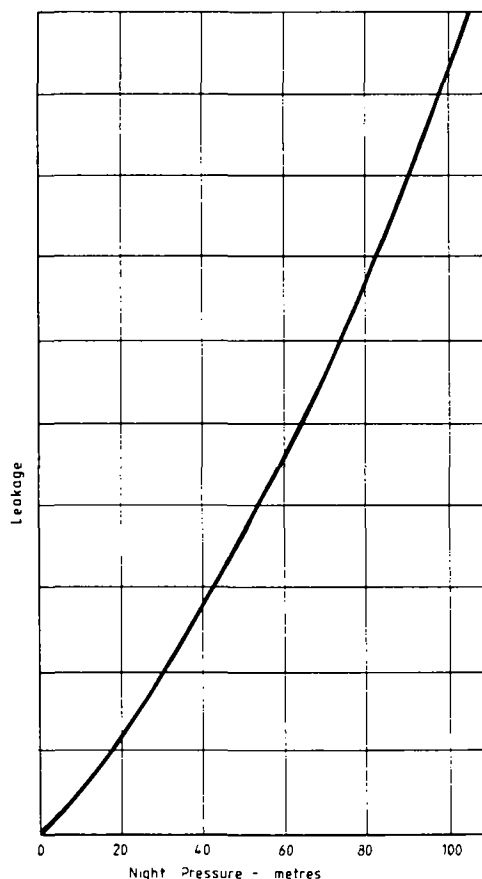
With average UK costs, district metering is frequently the optimal solution, as can be seen from the table below. However, it is considered essential to evaluate the optimal method in each case because of large variations from the average.

Leakage control method	unit cost of leakage (pence per cubic metre)					
	1	2	3	4	5	6
Passive leakage control	1.40	2.73	4.07	5.40	6.74	8.08
Regular sounding	0.90*	1.63*	2.36	3.09	3.82	4.55
District metering	0.79*	1.38*	1.96*	2.55*	3.13*	3.71*
Waste metering	0.97	1.41*	1.84*	2.28*	2.72*	3.16*
Combined district and waste metering	0.99	1.43*	1.86*	2.30*	2.74*	3.18*

The figures shown in the table are the sum of the annual costs of performing leakage control plus the value of the losses. The minimum costs, together with those costs that are less than 20 per cent above the minimum cost, are marked with an asterisk to identify the range of the economic options for each unit cost of leakage. The figures are in UK £ per property per year at 1979 prices and are typical average UK figures, not necessarily for general application.

6. Pressure Control

It was found that leakage within a distribution system does not vary with the square root of the pressure as understood from basic fluid mechanics but that the



RELATIONSHIP BETWEEN LEAKAGE (NET NIGHT FLOW) AND PRESSURE

Figure 2

relationship is such that a reduction in pressure causes a proportionately larger reduction in leakage. This is probably because the material of the pipe or joint flexes with higher pressure and increases the orifice size and therefore the volume of leakage. Figure 2 shows the relationship between pressure and leakage; it can be used to estimate a reduction of net night flow for a proposed reduction in pressure once the net night flow (the leakage) and average night pressure have been measured.

Pressure reduction, where appropriate, is normally relatively cheap to incorporate and its investigation is recommended as a first step in the implementation of active leakage control.

7. Technological Advances

Telemetry

Telemetry systems have the ability to provide two benefits both with the potential to increase efficiency in leakage control; these are (i) reductions in manpower and (ii) the ready provision of information. WRC is currently co-ordinating two projects designed to determine (a) the extent to which telemetry is of benefit to leakage control and (b) methods of handling the data. The first project uses the public telephone network to interrogate district meters at pre-determined times. Initially, measurements of daily consumption and of minimum flows are being obtained. The second forms part of a comprehensive operational control scheme for both supply and distribution functions. Leakage control will be effected by recording both flow and pressure measurements and this data will be analysed for anomalies at intelligent outstations.

A further use of such telemetry systems currently being investigated in the UK is automatic waste metering. Not only are the flow measurements recorded automatically using land lines laid alongside the water mains, but also valves within the system can be closed automatically, thus enabling different parts of each district to be monitored in detail.

Finally, telemetry systems can be used to improve the application of pressure control by controlling the pressure at some critical point in the system remote from the pressure reducing valve.

Equipment and Techniques

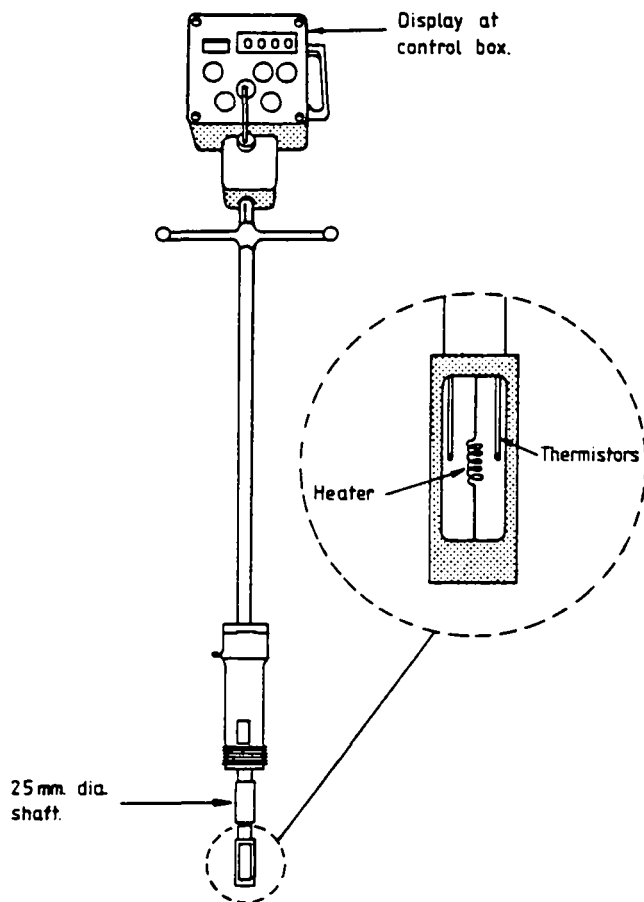
Both independently, and under the stimulus of the Technical Working Group development of equipment and techniques for the measurement and location of leaks has been undertaken by WRC, who had a permanent member on the Working Group. There have been four main areas of development.

Two of these developments are for the measurement and detection of leakage from trunk mains and both utilise insertion meters. Another is suitable for the location of leaks in rural mains and the fourth has been developed to locate leaks in busy urban areas.

Heat Pulse Flowmeter This meter, consisting of a heating element with upstream and downstream thermistors, is capable of measuring the very low flow rates produced by leakage from trunk mains. Velocities in the range 2 to 25mm per second can be measured with an accuracy of ± 1 mm per second. The meter, which was developed by WRC, will pass through any clear straight tapping of 25mm diameter. It is shown pictorially in Figure 3.

Twin Insertion Turbine Meters This technique does not require the main to be isolated and utilises two insertion turbine meters which are positioned at each end of the main to be tested. The flow velocities are recorded at five minute intervals over a flow range from night minimum to peak day. Statistical analysis of these pairs

of velocity measurements determines the existence of leakage and location is effected by repeatedly halving the length tested.



SKETCH OF HEAT PULSE FLOW METER

Figure 3

Sulphur Hexafluoride Gas This technique is suitable for the location of leaks on rural mains and consists of the injection into the main of sulphur hexafluoride gas; when the gas leaks it collects in small holes formed by pushing a bar into the ground above the line of the main. These bar holes are usually one metre apart and a hand held detector reveals the presence of the gas and thus indicates the position of the leak.

Leak Noise Correlator This equipment for the location of leaks overcomes many of the problems of existing acoustic methods. The Leak Noise Correlator developed by WRC and a private electronics company uses two microphones to detect the leakage and can accurately pin-point its position by comparing the signals using a process known as correlation.

To date 50 leak noise correlators have been sold around the world and 31 are in regular and successful use in the UK. Leaks are usually located within 2 hours of arrival on site and more than 80 per cent of leaks are pinpointed to within 1 metre of their true position in this period.

8. Progress in England and Wales

The publication of "Leakage Control Policy and Practice" in 1980 has had a significant effect on the leakage control policies of Water Authorities in England and Wales. A substantial amount of effort has been

applied towards implementing its recommendations and in particular to applying the procedure, detailed earlier, to determine leakage control policies. Measurement of net night flows has been performed for approximately 50 per cent of the country. To put this into perspective, one Authority has already taken such measurements for 290 zones covering 85 per cent of the 2 million properties in its region.

The unit cost of leakage has been calculated for approximately 70 per cent of England and Wales and several Authorities have now reached the stage of determining the appropriate policies for a large part of their regions. In the coming few years they are planning to undertake the much more difficult, expensive and labour intensive task of implementing those policies in the expectation of significant financial benefits.

Conclusions

It is salutary to remember that leakage goes on 24 hours a day. Also that with any particular detection method, the cost of repairing leaks is constant. As soon as the decision to move to a better detection method is made, and the backlog of discovered leaks is repaired, the ongoing repair costs again become constant. Informal calculations of the net benefit in the UK approximate to not less than £10 million per annum despite the fact that many undertakings have a good record of leakage control.

The methodology presented in this paper is essentially based on the principle that it is inexcusable for a water undertaking not to know how much the leakage from its systems is costing.

Assuming that leaks already brought to its attention are repaired, ('passive control') the only reason to

expend further money is to effect a net saving—that is to recover all costs and make a profit as well.

Once logical decisions are made, the personnel involved gain increased motivation to get on with the job and comprehensible management targets can be set. Of course the personnel engaged on the work must be given every opportunity to achieve their targets; they should not be moved onto other work; the effort must be sustained. The existence of cost beneficial expectations will make this easier to arrange.

There are further benefits. Depending on labour costs, much of the process can be advantageously automated by telemetry and computer reporting. It is probable that many undertakings will extend their activities in this area both to provide a cheaper service and to attract technical personnel into this otherwise less glamorous area of work.

Evidence of good management of losses has and will prove invaluable in public inquiry situations where environmentalists often dispute the need for the development of further resources.

References

1. DoE/NWC Standing Technical Committee Report 26 "Leakage Control Policy and Practice".
2. "The Results of the Experimental Programme on Leakage and Leakage Control". WRC Technical Report TR 154.

Acknowledgement

The author acknowledges assistance received from the Water Research Centre, Swindon, in the preparation of this paper.

W. F. Ridley, Directeur Général de la Northumbrian Water Authority.

1. Introduction

Dès les débuts de la distribution organisée de l'eau, les ingénieurs se sont préoccupés des pertes dans diverses parties des systèmes. Les fuites évidentes ont toujours été réparées ('contrôle passif'), mais l'effort mis en oeuvre pour découvrir les fuites moins évidentes ('politique de contrôle actif') a toujours beaucoup varié suivant l'attitude prise par le directeur du système.

Avec le fusionnement d'importants services de l'Industrie des Eaux en Angleterre et au Pays de Galles en 1974, en 10 Services d'Eau Régionaux, ce traitement disparate des pertes selon les services des eaux devint inacceptable et les recherches furent intensifiées pour obtenir une approche logique du contrôle des fuites.

Un Groupe Technique de Travail sur le Gaspillage de l'Eau fut créé par le Département de l'Environnement et le Conseil National de l'Eau et après avoir recueilli beaucoup de faits, y compris maints essais sur place sous la direction générale du Centre de Recherches de l'Eau, un rapport final fut publié en 1980.

Ce rapport, intitulé "Politique et Pratique du Contrôle des Fuites" est en trois parties.

1ère partie: Politique et Pratique du Contrôle des Fuites est le rapport officiel du Groupe de Travail, et, de ce fait, comprend des chapitres sur l'historique du problème, sur le problème lui-même, sur les activités du Groupe, son mandat et son affiliation. Des conclusions sont données et des recommandations sont faites. Cette partie vise les cadres supérieurs et les décideurs.

La 2ème partie, Politique de Contrôle des Fuites, est essentiellement un manuel pour déterminer une politique optimale de contrôle des fuites; il vise donc surtout ceux qui peuvent avoir besoin de réaliser cette

tâche en pratique, ainsi que ceux qui peuvent avoir à donner des conseils à des tiers et recommander l'action la plus appropriée.

La 3ème partie, Pratique de Contrôle des Fuites, est écrite pour les généralistes sur place s'occupant du contrôle des fuites; elle énumère les faits, les met à jour et donne des directives sur la plupart des pratiques et des techniques utilisées pour le contrôle des fuites.

Une grande partie de ce qui est dans ce rapport reprend les pratiques les plus utilisées et les meilleures qui ont déjà été indiquées. Mais ici il y a une description détaillée d'une analyse rationnelle des coûts et rendements applicables à tout service des eaux.

Les services des eaux au Royaume-Uni ont tous approuvé cette méthodologie et les Services des Eaux ont accepté d'appliquer la méthode pour déterminer le degré approprié optimum de contrôle des fuites dans les différentes parties de leurs systèmes et aussi d'effectuer le contrôle le plus rapidement possible. Elles ont aussi convenu de présenter des rapports annuels au Conseil National de l'Eau et au Ministère de l'Environnement pour indiquer les progrès réalisés.

Le contrôle des fuites est devenu chose organisée au Royaume-Uni.

2. La Procédure recommandée

Il y a des variations importantes quant à la disponibilité de l'eau; quant à son prix, sur l'envergure des fuites dans les diverses parties des systèmes et quant aux contraintes locales, y compris les ressources disponibles. Il y a aussi des variations considérables dans les pratiques actuelles de l'administration.

La procédure décrite dans "Politique et Pratique du

Contrôle des Fuites" fut choisie pour pouvoir être appliquée dans tous les cas. Elle consiste essentiellement à:

- (a) mesurer initialement l'importance des fuites dans le système;
- (b) déterminer les avantages d'une réduction des fuites (en calculant le coût unitaire des fuites);
- (c) estimer le coût et l'économie possible en contrôle de la pression;
- (d) calculer
 - (i) le coût de fonctionnement de chacune des méthodes de contrôle des fuites
 - (ii) le coût des fuites approprié à chaque méthode de contrôle des fuites
- (e) comparer le total des coûts de (d) (i) et (ii) pour chaque méthode de contrôle des fuites afin de déterminer lesquelles sont économiquement acceptables;
- (f) considérer les facteurs locaux;
- (g) décider sur la méthode de contrôle des fuites à adopter;
- (h) déterminer les ressources opérationnelles requises;
- (j) mettre en oeuvre l'action qui convient;
- (k) contrôler la performance de façon régulière.

La procédure est indiquée schématiquement Fig. 1 (Page 1).

3. Premières évaluations des fuites

Le rapport fait des recommandations basées sur des essais sur place faits à travers tout le pays, et propose l'utilisation du "débit net nocturne" comme base pour détermination des fuites. La quantification requiert des mesures sur place, soit avec l'installation d'un compteur et l'enregistrement de ses indications, soit en mesurant la baisse de niveau du réservoir en service; souvent il s'est avéré que les plus gros frais correspondent à un bon suivi de ces mesures et enregistrements, préalable indispensable à une analyse rationnelle.

4. Le coût unitaire des fuites

Une des questions les plus difficiles à laquelle se sont heurtés ceux qui souhaitent évaluer les avantages qu'il y aurait à introduire une méthode active de contrôle des fuites est de savoir quelle valeur affecter à l'eau qui est économisée. Elle peut embrasser les frais d'exploitation, les frais globaux y compris les frais généraux, les frais de fonctionnement marginaux ou un mélange de ceux-ci.

"Politique et Pratique du Contrôle des Fuites" présentait une méthode pour calculer le coût des fuites qui fut acceptée par les ingénieurs, les économistes et les gestionnaires au Royaume-Uni. Le coût unitaire des fuites se définit comme la somme:

- (i) des frais de fonctionnement marginaux (le coût de fonctionnement unitaire) imputables aux fuites;
- (ii) des dépenses en capital à long terme (la dépense en capital unitaire) imputables aux fuites.

5. Méthodes de contrôle des fuites

Le contrôle des fuites se fait essentiellement de cinq façons différentes. Ainsi:

- (a) Contrôle passif des fuites; seules les fuites qui deviennent apparentes sont réparées. Elles comprennent celles qui apparaissent à la surface du sol, celles qui dérangent le consommateur d'une façon ou d'une autre et celles que le personnel des eaux découvre en faisant d'autres besognes.
- (b) Sondages réguliers: les appareils donnant accès aux conduites et les services sont soumis à des

sondages suivant une fréquence prédéterminée—généralement une fois par an ou une fois tous les deux ans.

- (c) Suivi des consommations par district: les consommations de districts contenant jusqu'à 5000 propriétés sont enregistrées sur des compteurs installés en des points stratégiques et examinés régulièrement, généralement toutes les semaines ou tous les mois. Tout district montrant une consommation particulièrement élevée est vérifié par des inspecteurs.
- (d) Suivi des pertes: des compteurs de pertes, c'est-à-dire des compteurs pouvant enregistrer les débits lents à des heures très matinales, sont installés soit en permanence ou, plus généralement, de façon provisoire, dans le système de distribution de zones contenant normalement de 500 à 1000 propriétés. Les compteurs sont normalement lus tous les trimestres ou semestres et des augmentations imprévues du débit nocturne minimum sont examinées.
- (e) Suivi combiné des consommations par district et des pertes: réunissant ici les deux méthodes indiquées ci-dessus les compteurs de district servent à signaler une augmentation inexplicable dans la consommation et les compteurs des pertes sont utilisés en aval pour déterminer plus exactement l'emplacement des fuites.

Ces cinq méthodes qui incorporent la détection et le positionnement des fuites ayant été codifiées, des débits nets nocturnes typiques pour des zones ayant des fuites intrinsèquement élevées, moyennes et faibles leur ont été attribués, d'après les résultats des essais sur place. Ceci permet de faire des estimations, des réductions possibles de fuites qui pourraient provenir de l'adoption d'une méthode de contrôle des fuites plus serrée.

Avec les coûts moyens au Royaume-Uni, l'étalonnage par district est souvent la solution optimale, comme l'indique le tableau ci-dessous. Il est considéré comme essentiel, cependant, d'évaluer la méthode optimale dans chaque cas à cause des variations considérables en deça et au delà de la moyenne.

Méthode de contrôle des fuites	Coût unitaire des fuites (pence par mètre cube)					
	1	2	3	4	5	6
Contrôle passif des fuites	1,40	2,73	4,07	5,40	6,74	8,08
Sondages réguliers	0,90*	1,63*	2,36	3,09	3,82	4,55
Le comptage par district	0,79*	1,38*	1,96*	2,55*	3,13*	3,71*
Le comptage des pertes	0,97	1,41*	1,84*	2,28*	2,72*	3,16*
Le comptage par district et des pertes	0,99	1,43*	1,86*	2,30*	2,74*	3,18*

Les chiffres donnés dans ce tableau sont les totaux des coûts annuels de contrôle de performance de fuite plus la valeur des pertes. Les coûts minimum, avec les coûts qui sont de moins de 20 pour cent au-dessus du coût minimum sont marqués d'un astérisque pour identifier la gamme des options économiques pour chaque coût unitaire de fuites. Les chiffres sont en livres sterling par propriété par an aux prix de 1979 et sont des chiffres moyens typiques au Royaume-Uni, pas toujours pour application générale.

6. Contrôle de la pression

On a trouvé que les fuites dans un système de distribution ne varient pas avec la racine carrée de la pression comme pour la mécanique des fluides de base mais que le rapport est tel qu'une réduction dans la pression entraîne une réduction proportionnellement plus grande des fuites. Ceci vient probablement de ce

que le matériau du tuyau ou du joint fléchit avec une pression plus forte et augmente la dimension du trou, donc le volume de la fuite. La Fig. 2 (Page 2) montre le rapport entre la pression et les fuites; il peut servir pour estimer une réduction du débit nocturne net pour une réduction proposée de la pression, une fois que le débit nocturne net (la fuite) et la pression nocturne moyenne ont été mesurés.

La réduction de la pression, si nécessaire, est normalement chose relativement bon marché à incorporer et l'étude de celle-ci est recommandée comme un premier pas dans la mise en oeuvre d'un contrôle actif des fuites.

7. Innovations technologiques

La télémesure

Des systèmes de télémesure peuvent fournir deux avantages, tous deux susceptibles d'augmenter l'efficacité du contrôle des fuites; ce sont (i) des réductions dans la main d'oeuvre, et (ii) la fourniture facile d'information. Le Centre de Recherches de l'Eau coordonne actuellement deux projets conçus pour déterminer (a) dans quelle mesure la télémesure est avantageuse pour le contrôle des fuites, et (b) les méthodes pour traiter les données. Le premier projet se sert du réseau téléphonique public pour interroger les compteurs de district à des moments pré-déterminés. Initialement, des mesures de la consommation journalière et des débits nocturnes minimum sont obtenus. Le deuxième fait partie d'un projet de contrôle opérationnel complet pour les fonctions de fourniture et de distribution. Le contrôle des fuites se fera en enregistrant les mesures de débit et de pression et ces données seront analysées pour trouver les anomalies dans des postes éloignés intelligents.

Une autre utilisation de ces systèmes de télémesure actuellement à l'étude au Royaume-Uni est le comptage automatique des pertes. Non seulement les mesures du débit sont enregistrées automatiquement en employant des lignes enterrées posées le long des conduites d'eau, mais des vannes peuvent être fermées automatiquement, permettant ainsi de contrôler différentes parties dans chaque district en détail.

Finalement, les systèmes de télémesure peuvent aussi servir pour améliorer l'application de contrôle de la pression en contrôlant la pression à un point critique du système loin du mano-détendeur.

Equipement et techniques

Le Centre de Recherches de l'Eau a entrepris, indépendamment et sous l'instigation du Groupe de Travail Technique, le développement d'équipement et de techniques pour mesurer et localiser les fuites. Ce Centre est un membre permanent du Groupe de Travail. Il y a eu quatre développements principaux de procédés. Deux de ces procédés servant à mesurer et à détecter les fuites des conduites principales. Tous deux utilisent des compteurs encastrés à introduire dans les conduites. Un autre procédé convient pour déceler l'emplacement de fuites dans les conduites rurales et le quatrième a été développé pour déceler l'emplacement de fuites dans les zones urbaines animées.

Débitmètre à impulsion thermique. Ce compteur, qui comprend un élément de chauffage avec des thermistors en aval et en amont, peut mesurer les débits très lents venant de fuites dans les conduites principales. On peut mesurer des vitesses de l'ordre de 2 à 25 mm par seconde avec une exactitude à 1 mm près par seconde. Le compteur, qui fut développé par le Centre de Recherches de l'Eau, peut s'introduire à travers toute prise droite de 25 mm de diamètre. On le voit illustré Fig. 3 (Page 3).

Surveillance par deux compteurs à turbines insérés dans une conduite. Cette technique n'a pas besoin que la conduite soit isolée. Elle utilise deux compteurs à turbine insérés à chaque extrémité de la conduite à vérifier. Les débits sont enregistrés toutes les cinq minutes allant du minimum de nuit à la pointe de jour. Une analyse statistique de ces couples de mesure de débit détermine l'existence des fuites et le positionnement se fait en divisant en deux la longueur soumise à l'essai et en répétant souvent cette division.

Gaz hexafluorure sulfureux. Cette technique convient pour trouver l'emplacement des fuites sur les conduites rurales. Elle requiert l'injection dans la conduite de ce gaz; lorsque le gaz fuit il se concentre dans des petits trous formés en poussant une barre dans le sol au-dessus de l'axe de la conduite principale. Ces trous sont généralement équidistants de un mètre et un détecteur révèle la présence du gaz, indiquant ainsi la position de la fuite.

Corrélateur du bruit des fuites. Cet appareil pour trouver l'emplacement des fuites surmonte nombre des problèmes qui existent avec les méthodes acoustiques actuelles. Le Corrélateur du bruit des fuites développé par le Centre de Recherches de l'Eau et une société d'électronique privée utilise deux microphones pour détecter la fuite et peut déceler très exactement sa position en comparant les signaux utilisant une méthode connue sous le nom de corrélation.

Jusqu'à maintenant 50 corrélateurs du bruit des fuites ont été vendus dans le monde et 31 sont utilisés régulièrement et avec succès au Royaume-Uni. Les fuites sont généralement décelées dans les deux heures suivant l'arrivée sur place et plus de 80% des fuites sont repérées à 1 mètre près de leur position réelle.

8. Progrès réalisés en Angleterre et au Pays de Galles

La publication de "Politique et Pratique du Contrôle des Fuites" en 1980 a eu un effet significatif sur la politique de contrôle des fuites des Services d'Eau en Angleterre et au Pays de Galles. Un effort important a été fait pour mettre les recommandations en oeuvre, en particulier pour appliquer la procédure, décrite plus haut, pour déterminer la politique de contrôle des fuites. Une mesure du débit nocturne net a été faite sur environ 50% du pays. Pour être plus précis, un Service a déjà pris de telles mesures pour 290 zones comprenant 85% des 2 millions de propriétés dans sa région.

Le coût unitaire des fuites a été calculé pour 70% environ de l'Angleterre et du Pays de Galles et plusieurs Services sont maintenant en mesure de déterminer la politique qui convient pour une grande partie de leurs régions. Dans les quelques années qui viennent ils se proposent d'entreprendre la tâche beaucoup plus difficile, plus coûteuse et nécessitant plus de main d'oeuvre de mettre en oeuvre ces politiques en prévoyant des avantages financiers considérables.

9. Conclusion

Il faut bien se rappeler que les fuites continuent 24 heures sur 24. Et qu'avec une méthode de détection donnée, le coût pour réparer les fuites est constant. Dès qu'il est décidé d'adopter une meilleure méthode de détection, et une fois l'arrière des fuites découvertes réparées, le coût continu des réparations devient à nouveau constant. Des calculs approchés du bénéfice net au Royaume-Uni indiquent des valeurs de plus de £10 millions par an malgré le fait que beaucoup de services des eaux ont une bonne réputation pour le contrôle des fuites.

La méthodologie présentée dans ce rapport est basée essentiellement sur le principe qu'il est impardonnable

qu'un service des eaux ne sache pas combien les fuites de son réseau lui coûtent.

En présumant que les fuites qui sont connues soient réparées ('contrôle passif'), la seule raison pour dépenser plus d'argent doit servir à obtenir une économie nette—c'est-à-dire défrayer tous les frais et avoir un bénéfice en plus.

Une fois que des décisions logiques sont prises, le personnel intéressé acquiert une motivation accrue pour poursuivre le travail et des buts intelligibles peuvent être visés par la direction. Evidemment il faut que le personnel en question ait toutes les occasions possibles pour arriver à ces buts; il ne faut pas leur demander de passer à d'autres tâches; l'effort doit être soutenu. La perspective de bénéfices favorisera cela.

Et il y a d'autres avantages encore. Suivant le coût de la main d'oeuvre, une grande partie du traitement peut être automatisée par télémétrie et transmise sur ordinateur. Nombre de services vont probablement étendre leurs activités dans ce sens, à la fois pour fournir un service meilleur marché et pour attirer du personnel technique dans ce domaine de travail

autrement moins prestigieux.

La preuve d'une bonne gestion des fuites est et sera inestimable lors d'enquêtes publiques, lorsque ceux qui s'occupent de l'environnement débattent souvent le besoin de développer d'autres ressources.

Références

1. Rapport 26 "Politique et Pratique du Contrôle des Fuites" par le Comité Permanent DoE/NWC (Ministère de l'Environnement/Conseil National de l'Eau).
2. "Les Résultats du Programme expérimental sur les Fuites et le Contrôle des Fuites" Rapport Technique TR 154 du Centre de Recherches de l'Eau.

Remerciements

L'auteur tient à remercier le Centre de Recherches de l'Eau de Swindon pour leur aide dans la préparation de ce rapport.

Jerome. B. Gilbert, General Manager, East Bay Municipal Utility District of Oakland, California, USA and Gordon L. Laverty, Manager, Interdepartmental Programs, East Bay Municipal Utility District of Oakland, California, USA.

Progress in leakage control requires: 1) an ongoing expenditure of effort to control leakage, 2) continual equipment development, 3) top management commitment to utility leakage control programmes, 4) aggressive support of programmes at all levels within an organization, and 5) reports of achievements and means by which the programme may be assured continued existence.

Any well-operated utility should be expending labour, equipment and money to control leakage by repairing leaks which are wasteful of water or which interfere with proper water supply. A leakage control programme is important because it diverts expenditures toward a preventive and corrective programme before leaks get so large that they cost much more labour, equipment and money to correct. Where leakage is already out of control, more massive costs are involved.

Progress in equipment development is moving rapidly. It is now possible, using leak noise correlator equipment, to locate leaks more rapidly and accurately. Data processing and field sound recording techniques are increasing choices to solve leakage problems. Earlier equipment is still useful in particular applications.

Top management commitment to leakage control programmes can now be based upon better data and better cost/benefit analyses. The amount and value of water saved will vary from water utility to water utility and from nation to nation. This is an individual issue based upon the source of water supply, utility costs, the degree to which power and chemicals are involved in producing water and climatic, topographic and soil conditions. Most utility managers when questioned

about the amount of water which could be saved by embarking on a leakage control programme, point to their unaccounted for water percentage. Let me suggest that unaccounted for water percentage may not represent a valid number for a water systems' tightness. The inaccuracy of metering frequently involves too high an error factor so that unaccounted for water percentages cannot be accurately determined. The most important thing is a conviction that what is important is that your utility have an ongoing well managed leak detection programme. What is important to every community is that there is assurance that the water system is tight and that there is a programme to discover and repair leaks rather than pointing to numbers which may not be accurate.

Aggressive undertaking of leak location and repairs to a water system reflects the basic vigour of the water utility management and capability to sell a worthwhile programme. Sometimes, however, the water utility is the child of a poor budget and can frequently only respond to visible water leaks. In this era when people demand effective water utility operation without waste, future progress in leakage control depends on leadership which produces programmes of public education, funding for acquisition of proper equipment and firm resolve to enlarge the effort applied up to this time.

The East Bay Municipal Utility District has benefited over the past ten years from such effort and has saved as much as five percent of its water production and at least two and a half percent in power bills. Progress in any utility using similar practice can be achieved.

R. Sauvalle & M. Herrero, Sociedad General de Aguas de Barcelona, Spain.

La Sociedad General de Aguas de Barcelona, S.A. effectue depuis 1968 l'auscultation électronique périodique du réseau de distribution et impulsion avec des résultats qui sans pouvoir être qualifiés d'excellents, sont acceptables.

On dispose, maintenant, de deux groupes constitués par deux personnes qui disposent de véhicule et qui s'occupent de la prospection des fuites. L'un de ces deux groupes consacre 90% du temps à l'auscultation systématique, en effectuant la révision totale du réseau

chaque six années. L'autre groupe s'occupe directement de la détection de fuites.

La détection de fuites se réalise moyennant les appareils électroniques adéquats, en combinant l'auscultation par contact direct dans les éléments accessibles du réseau, soit clés de prises, soit vannes de sectionnement ou dérivation, afin de pouvoir déterminer le morceau de la conduite où se trouve la fuite, avec l'auscultation méthodique de bruit à travers le terrain pour localiser avec précision l'endroit de la fuite.

L'auscultation s'effectue basiquement durant le jour et elle a uniquement lieu pendant la nuit dans certains cas particuliers.

Le tableau ci-joint nous montre les résultats comparatifs de l'auscultation en 1968 année de son commencement et ceux de l'année dernière, 1981. Les points suivants méritent une attention spéciale:

- La longueur de réseau, auscultée chaque jour, est de 2,5 Km.
- La précision totale, c'est-à-dire, la relation entre le nombre d'avaries réelles et le nombre d'avis enregistrés, a diminué légèrement à 0,95.
- Le nombre d'avaries auscultées par Km est de façon globale en nette diminution mais spécialement en ce qui concerne les clés et robinets. Ceci est justifié par le fait que ces fuites étaient déjà détectées par simple observation et maintenant cette tâche est assignée comme travail complémentaire à différents groupes de personnel qui ne participent pas à l'auscultation systématique.
- Il faut remarquer que le montant de débits (l/h)

détectés est très inférieur dans l'année 1981. De ceci on peut en déduire:

Premièrement que la sensibilité de l'appareil se maintient; deuxièmement que l'efficacité du personnel, fruit de la même expérience, est important, troisièmement, l'efficacité de la Régulation de Pressions établie à partir de 1970. Ce dernier point logiquement se répercute sur la diminution des débits perdus.

La Société a été également intéressée à essayer une comparaison entre la sensibilité du système d'auscultation et la perte réelle dans le réseau de distribution et, dans ce but elle a réalisé d'intéressantes expériences, une partie desquelles sont encore en cours d'exécution. La comparaison se base sur la mesure du débit qu'admet une partie définie du réseau, auscultée préalablement, après avoir fermé toute sortie ou connexion avec le reste, et de l'alimenter par une seule entrée. Le débit mesuré dans cette entrée, correspond à la perte totale du réseau.

Il faut remarquer également que concernant l'aspect humain, l'expérience professionnelle de l'équipe qui réalise l'auscultation est basique pour la réussite de la localisation, spécialement dans des avaries des tuyauteries où les difficultés sont plus grandes. Cependant, il faut tenir en compte de possibles troubles auditifs qui peuvent se produire chez le personnel chargé en permanence de l'auscultation périodique, il est pour cela important de conjuguer la sûreté dans cet aspect avec l'efficacité dérivée des années d'expérience.

AUSCULTATION PÉRIODIQUE DE FUITES TABLEAU COMPARATIF ANNÉES 1968-1981

PRÉCISION (No. avaries réelles) No. avis	EMBRANCHEMENTS		CONDUITES		CLÉS ET ROBINETS		TOTAL	
		$\frac{151}{152} = 0,99$	$\frac{54}{58} = 0,93$	$\frac{35}{41} = 0,85$	$\frac{36}{39} = 0,92$	$\frac{958}{963} = 0,99$	$\frac{60}{61} = 0,98$	$\frac{1148}{1155} = 0,99$
No. d'avaries par Km. Km. de réseau ausculté	0,220	0,097	0,046	0,064	1,400	0,108	1,666	0,270
Montant de débits l/heure	44.159	3.476	14.635	3.166	45.565	2.723	105.359	9.365
Moyenne m3/année / Km.	566	55	187	50	597	43	1.350	148
Longtitude du réseau ausculté (en Km)							683	555
Rendement ($\frac{\text{Longtitude réseau ausculté}}{\text{Jours travaillés}}$) (en Km/jour)							2,5	2,5

Pressure reducing valves

Réducteurs de pression

LIBRARY

International Reference Centre
for Community Water Supply

Author: A. Barrufet (Spain)
Auteur:
Leading Contributors: H. Kaus (Germany)
Contributeurs: U. Rapold (Switzerland)
Principaux:

Angel Barrufet, Barcelona General Water Supply Company, Spain.

1. General remarks on pressure reduction in a potable water distribution system

Where a potable water distribution system is supplying water to a centre of population, it may be desirable to achieve a constant reduced pressure downstream from the reducing valve. Fig. 1 (Page 4) shows, however, that the establishment of a constant reduced downstream pressure is not always the best solution. The fact is that, when the flow rate and consequently the head losses in the mains vary, the required pressure setting will also be different. A controlled variation of the reduced pressure setting would result in water being supplied to all consumers at a more uniform service pressure.

1.1 Advantages and disadvantages of pressure reduction

Advantages

- Improved quality of service
- Considerable reduction in noise and water hammers both in mains systems and in piping inside buildings
- Appreciable reduction in amount of damage to system operating at reduced pressure
- Reduction of losses due to leakage
- In some water meters the critical values linked to excessive peak flow are reduced with a consequent reduction in the premature ageing due to this cause.

Disadvantages

- Need for some initial investment
- Risks of damage to the control mechanisms or to the valve itself with consequent disturbance of the system
- Need for preventive quality maintenance.

An economic evaluation would lead us to the conclusion that the advantages far outweigh the disadvantages. This point is substantiated by considering c), d) etc. of the advantages listed above.

Theoretically speaking, it is no simple matter to quantify the reduction in the amount of damage suffered by a system operating at reduced pressure because a number of factors are involved: the size of the reduction, the age and condition of the mains, the quality of the materials used and so on. Nevertheless, by way of illustration, the writer reproduces below the results of an experiment carried out over one year by the Barcelona General Water Supply Company:

Mean pressure in system tested, without pressure control. 60 mWG

Mean pressure in system tested, with pressure control. 40 mWG

The number of incidents was reduced by 20.6%.

The reduction in the leakage and unintentional consumption corresponds substantially to the theoretical line of reasoning in Fig. 1.

Since the rate of flow through a crack or orifice is proportional to the square root of the pressure (Fig. 2) (Page 5), the leakage occurring in the mains and branches in the case cited above would be 23% greater at the higher pressure, while the leakage or unintentional consumption on a floor 20 m above street level would be 41% higher. In view of the fact that the rate of loss in a system due to the factors already mentioned may amount to 20-25% of total consumption, it follows that controlling the pressure reduces the total consumption by between 4% and 6% depending on the specific features of the supply system and the topography of the area served, with a corresponding saving in operating costs.

It must also be assumed that a large sum will be saved by preventing the premature deterioration of the meters despite the complexity of the calculation involved.

2. General method of obtaining a constant reduced downstream pressure

The techniques used entail controlling the head loss section so as to achieve the predetermined reduced pressure at the differential pressure arising in each case.

2.1 Butterfly valves for pressure control and their areas of application

One alternative among the techniques currently used to effect a pressure reduction are butterfly valves with an integral servo-mechanism. Here we may distinguish between the following two options:

- Use of an integral electric servomotor and a pressure detector for supplying information and automatically controlling the pressure reduction;
- Use of an integral electric servomotor, pressure detector for supplying information and a microcomputer for the, possibly remote, control of the pressure drop.

Solution a) allows control to within ± 2.5 mWG of the predetermined reduced pressure.

Option b) allows the pressure to be controlled by reference to the anticipated consumption, depending on circumstances to within ± 1 mWG of the predetermined reduced pressure, which may vary according to the time and the instantaneous flow rate.

Areas of application

Experience shows that, as the required rate of flow through a system and consequently the diameters of the control valves get bigger, their performance tends to improve. As the diameter shrinks, so the fitting of a servomechanism and the provision of the electrical supply needed to drive the butterfly valve become less justifiable economically. Furthermore, as the area to be supplied gets smaller (extreme case: a single apartment for which pressure control is contemplated), the variation in the flow rate may be more rapid than the response of the valve making the correction. This results in values which are momentarily outside the accepted tolerances. These factors also effect reducing valves actuated by a pilot device, but the same is not true of direct-acting reducing valves as the response of these is more immediate. This seems to indicate the existence of a limit diameter which we may put at 200 mm.

As far as the pressure drops are concerned, it is advisable to restrict the use of butterfly valves to a differential pressure of 50 mWG. For higher reductions, use should be made of two or more butterfly valves fitted in series at a distance apart of at least 10 times the diameter of the pipeline in which they are mounted.

According to the manufacturers, the maximum flow rate should satisfy the expression

$$\frac{Q}{S} \leq 10 \text{ m/s,}$$

where S is the nominal section of the valve. The valve should operate only sporadically with an opening valve angle of less than 20° and the maximum differential pressure with the valve completely closed should not exceed 100 mWG.

2.1.1 Other considerations

Butterfly control valves need electric power to drive them, but the same is not true of pressure reducing valves.

The actual differential pressures handled by butterfly control valves and their accessories in relation to the preset reduced pressure are comparable in magnitude to those normally achieved with pressure reducing valves.

2.2 Stability of downstream control at high speeds.

Rapid fluctuations in flow.

Noise and cavitation problems

The performance of butterfly valves is perfectly satisfactory provided that the limitations laid down by the manufacturers and mentioned in the previous paragraph are adhered to, provided that the auxiliary mechanisms are of good quality and provided, also, that adequate preventive maintenance is carried out.

If an abrupt change occurs in the flow rate, the reduced pressure may move slightly outside the tolerance limits. However, in fairly large distribution networks these changes in flow rate are frequently rather slow, with the result that the reduced pressure displays permanent good stability. Provided that the diameter of the valve used for a given application has been carefully calculated, it should give rise neither to excessive noise nor to the phenomenon of cavitation.

In our experience with the control valves used in the Barcelona distribution system (diameters of 200–1000 mm), the reduced pressure stability is very good. The maximum noise level inside the chambers is 72 dB and outside the closed chamber 51 dB. It should be noted that these valves only operate at maximum

speeds of up to 3.2 m/s (the speed with the valve in the fully open position—para. 2.1), and these speeds are some way below the maximum acceptable limits laid down by the valve manufacturers.

A noteworthy experiment conducted in Barcelona over the last two years concerns the water supply to a small isolated area using a 65 mm small diameter reducing valve controlled by a pressure regulator and operating with a pressure drop of 45 mWG. During the hours of peak consumption, the flow velocity reaches the maximum limit of 10 m/s prescribed by the manufacturer (with the valve fully open). The stability of the pressure is good and the noise level at maximum speed is 76 dB inside the chamber and 53 dB outside the closed chamber. The number of valve operations during the most active periods amounts to one movement every 8 minutes (in the case of the 800 mm diameter valves the figure is one movement every 20 minutes). When the valve was once dismantled, no deterioration due to cavitation was found. The number of maintenance operations is much greater than for the larger diameter valves in roughly the same ratio as the number of valve operations.

2.3 Tightness and downstream control with zero flow

Where a butterfly control valve acts together with other control or supply valves, the degree of regulation is good until a condition of zero flow is reached. In this situation, if the valve is in good condition, it is watertight.

Where a control valve acts as the sole supply valve and the demand flow rate Q supplied by the valve is $Q \leq Q_{\min}$ (Fig. 3) (Page 6), instability may occur resulting in a loss of control of the reduced pressure P_2 . The degree of instability depends on the extent and speed of the variations of Q in the range $0 \div Q_{\min}$. Even if the valve seals off the flow, the reduced pressure P_2 may attain a value lying between the extremes 0 and P_1 whose magnitude is dependent on the extent and speed of the variation in Q and on the direction in which the variation of Q has taken place.

Table 1

Indicative values of Q_{\min}					
Nominal valve diameter (mm)	200	400	600	800	1000
Q_{\min} (l/s)	10	40	90	150	230

The values of Q_{\min} shown in Table 1 are normally well below the minimum values actually observed in distribution systems supplying water to centres of population which are related to the diameters necessary to satisfy demand during peak hours.

3. Obtaining a predetermined reduced pressure and the sensitivity of butterfly valves when used as pressure reducing valves controlled by microcomputer

Taking the general case of a water distribution system, we may wish to adjust the predetermined reduced pressure to meet the requirements of the system as these vary during the daily 24 hour cycle. A possible method of doing this, of which the Barcelona General Water Supply Company (SGAB) already has experience, is described below.

The predetermined reduced pressure is arrived at by applying the following procedure:

Control is based on pressures made up of pre-established hourly operating pressures plus an added pressure component which depends on the

"smoothed" rate of flow through the valve at any moment.

$$P = P_0 + KQ^2$$

where: P = corrected predetermined pressure

P_0 = base operating pressure without correction

K = calculation constant fed into micro-computer.

Data is acquired by the system in the form of control information supplied by sensors fitted to the valves and their corresponding flowmeters. These data are fed through an analog concentrator and an analog/digital converter into a memory which also contains the curve representing the daily variations in the uncorrected operating pressure P_0 . This curve is in the form of 24 values corresponding to the 24 hours of the day. The value of the uncorrected base pressure at any time is obtained by linear interpolation for the hour and minute concerned.

The corrected predetermined values are then compared to the data obtained physically by the sensors. The system then determines the state of the valve (opening, closing, fully open, fully closed, halted) and this information, combined with the comparison referred to earlier, decides the appropriate action, which is implemented via power amplifiers and opens, closes or halts the valve.

The microprocessor concerned uses a word length of 8 bits with a standard cycle time of 12 μ s. It has a storage capacity of 3K words made up of 2KROM (read-only memory) and 1KRAM (random-access memory). The ROM contains the whole program of the system while the RAM contains all the data and operating variables. The program is composed in Assembler language.

Communication with the outside is via two 8 bit inputs and four 8 bit outputs.

3.1 Procedure used for controlling the reduced pressure

The type of control used is based on "proportional and derivative control" also known as "anticipation time" control, which is in turn based on the delay time elapsing between the moment at which a disturbance occurs in a physical system and that at which its effect can be observed (non-infinite interaction time).

P = Corrected predetermined pressure (used by the microcomputer in making decisions)

P_0 = Base operating pressure without correction

Q = Flow rate through valve at present moment, detected by the sensor and "smoothed" by calculation performed by the microcomputer itself

K = Constant used to calculate the corrected pressure which is fed into the microcomputer in the form:

$$K = \frac{K_{cpm}}{Q^2 \max}$$

K_{cpm} = Pressure loss in mWG associated with Q_{max} (maximum anticipated flow rate in l/s).

Following the initial experiments, it was found necessary to make a distinction between P_{t+1} and P' in view of the fact that the calculation of the values of P_{t+1} was dominated by pressure values subject to time lag; a fact which created stabilization problems in certain critical positions of the butterfly valve being controlled.

P_{t+1} = Pressure detected and smoothed downstream of the valve (a value calculated by the microcomputer at instant $t + 1$, present time)

P' = Pressure detected downstream of the valve at instant $t+1$ and not "smoothed" (actual pressure detected at this instant)

$P_{t+1} = P_t a + P' (1 - a)$

a = "Smoothing" parameter, $0 \leq a \leq 1$

P_t = Pressure detected and smoothed at the instant t preceding the present instant $t + 1$ and stored in the memory of the microcomputer.

If at a precise moment in a valve ($P_{t+1} - P$) > Dad (where "Dad" is the maximum differential pressure allowed without the valve reacting) the valve will receive the instruction to close or open (according to whether the value of $P_{t+1} - P$ is positive or negative respectively), except for those cases where the valve is held in the closed or open end position. The valve is instructed to halt only:

a) if the valve is in the process of closing (Fig. 5) (Page 8)

when $P' < P$.

The operation of the valve is then halted and for t (seconds) it receives no instructions (inhibition of instructions, despite the fact that the microcomputer continues its routines without interruption). When the time t has elapsed, a new cycle is commenced;

b) if the valve is in the process of opening (Fig. 6) (Page 8)

when $P' > P$.

The operation of the valve is then halted and for t (seconds) it receives no instruction (inhibition). When the time t has elapsed, a new cycle is commenced.

3.2 Experiments conducted by the Barcelona General Water Supply Company

A number of experiments have been initiated on 18 butterfly valves employing the techniques described below. The primary function of these valves is to regulate the flow, the secondary function to control the service pressure in the mains. All these experiments are still in progress, and the valves are connected to the centralised control system.

These valves have diameters of 600, 800, 900 and 1000 mm with pressure drops variable between 0 and 20 m WG (according to demand and optimum operation of the system).

The valves were put into operation between 1973 and 1978 and were permanently and finally connected to the centralized control system in July 1980.

Five experiments have been conducted using pressure regulators on butterfly valves whose main function is to reduce the pressure. All these valves were put into operation between 1970 and 1973 and are still in operation.

The following figures relate to the recorded pressure control data in two cases which may be considered significant:

a) Recorded pressure control data (Fig. 7) (Page 8)

for a district of Barcelona supplied via 3 butterfly valves actuated by microcomputer (two valves with a diameter of 800 mm, and one with a diameter of 1000 mm):

— Maximum consumption peak in district on day of maximum demand	4,200 l/s
— Mean annual consumption of district	2,300 l/s
— Minimum consumption in district on day of minimum demand	1,350 l/s

The pressure control data are recorded at the

geographical centre of the system analyzed on a secondary branch pipeline.

- b) Recorded pressure reduction data (Fig. 8) (Page 8) in another district of Barcelona where the flow is regulated by a 300 mm diameter butterfly valve actuated by a pressure regulator and with an inlet pressure of 95 m WG.

4. Maintenance

Operation of the valves presents no problem provided that good preventive maintenance is carried out. The number of unscheduled interventions then required is practically reduced to zero. By way of illustrations we may cite the case of the Barcelona General Water Supply Company where this maintenance work, both preventive and unscheduled, is carried out on a part-time basis only (8 hours/week) by a team comprising 1 technician, 2 assistant technicians and two vehicles. This team looks after a total of 18 outside stations operating with 23 control valves.

5. Additional cost of converting a butterfly valve into a pressure control valve

Apart from the fitting of the valve, the flowmeter and the necessary civil work (which may be required in some instances for reasons not necessarily connected with the control function), the approximate additional cost of providing sensors, servomechanism, electricity, hardware and software may amount to about \$18,000 (if the control is performed simply with a pressure regulator this figure is reduced to about \$5,000).

It should be pointed out that the cost of the software accounts for a very large proportion of the total and that this cost is the same for one or several valves. The electrical supply may also account for a substantial share of the overall cost according to the distance separating the equipment from the mains of the power supply undertaking.

Angel Barrufet, Sociedad General de Aguas de Barcelona, Espana.

1. Généralités sur la 'pression réduite', dans un réseau de distribution d'eau potable.

L'obtention d'une pression réduite constante, en aval d'un élément réducteur de pression, dans le cas d'un réseau de distribution d'eau potable à un centre de population, peut être un objectif à atteindre. Cependant, sur la figure 1 on peut observer qu'en aval de l'élément réducteur, il n'est pas toujours idéal de disposer d'une pression réduite constante. Étant donné qu'au moment de varier le débit et par conséquent les pertes de pression dans les conduites, la pression

souhaitable de consigne sera également différente; une variation contrôlée de la pression réduite de consigne permettrait, alors, une plus grande uniformité des pressions de service à l'ensemble des abonnés.

1.1 Avantages et inconvénients de la réduction de pression

Avantages:

- Meilleure qualité du service.
- Diminution notable des bruits et des coups de béliet, aussi bien dans les réseaux hydrauliques que dans les installations intérieures des bâtiments.

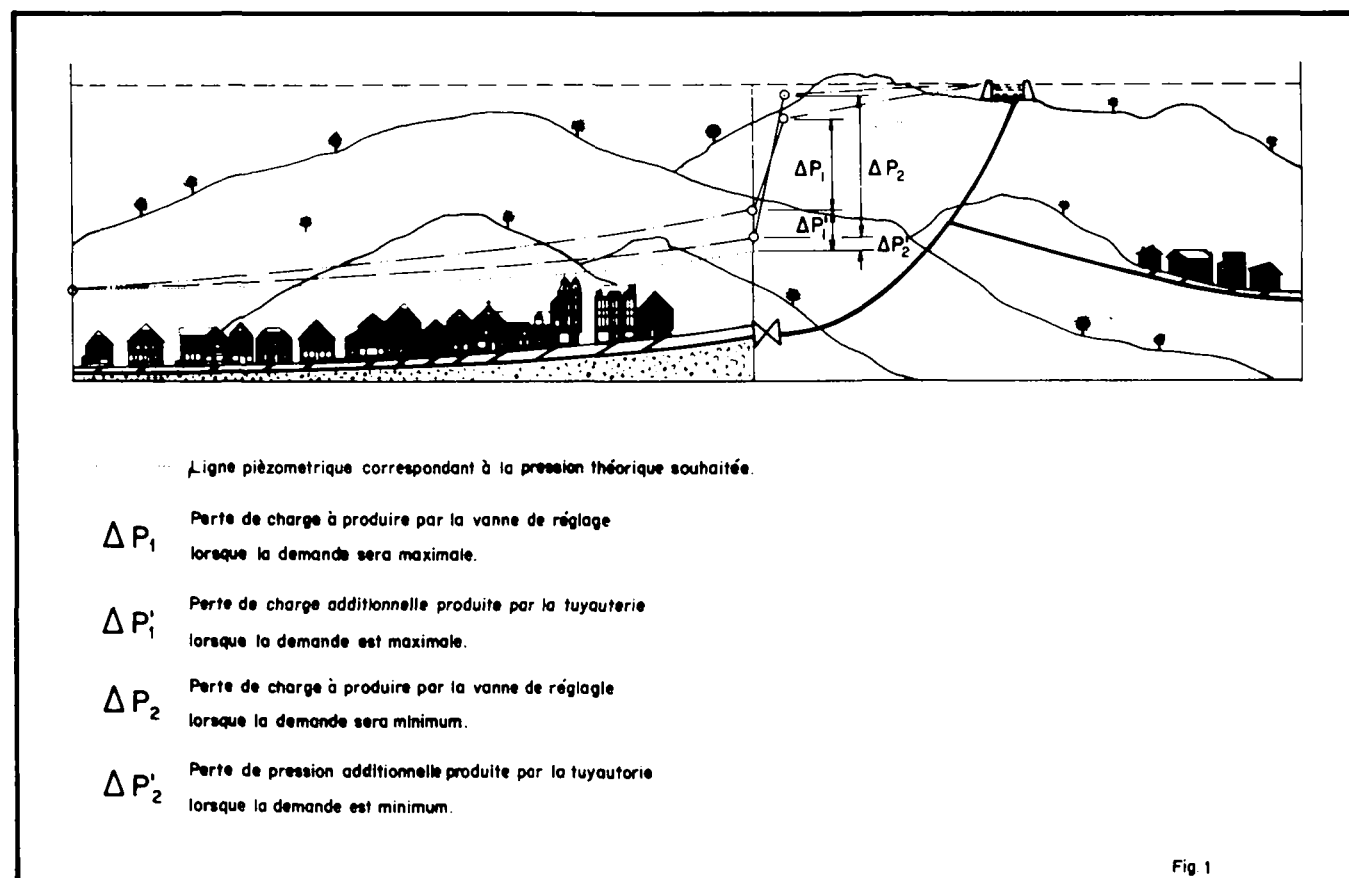


Fig 1

- c) Diminution sensible du nombre d'avaries dans le réseau avec pression réduite.
- d) Diminution du débit perdu par suite des fuites.
- e) Les valeurs critiques diminuent, par excès du débit pointe circulant, dans certains compteurs d'eau, avec diminution par conséquent des vieillissements prématurés que cela provoque.

Inconvénients:

- a) Besoin d'une certaine inversion initiale.
- b) Risques d'avaries aux mécanismes de régulation ou de la vanne, elle-même, avec les problèmes du service qui s'en suivent
- c) Besoin d'un entretien préventif de qualité.

Une valorisation économique montrerait que les avantages dépassent largement les inconvénients (aspects c. et d. notamment).

Il n'est pas simple de quantifier la diminution du nombre d'avaries dans un réseau avec pression réduite, car plusieurs facteurs interviennent: l'ampleur de la réduction, l'âge des conduites, la qualité de leurs matériaux, etc. Cependant, et à titre d'exemple une expérience réalisée durant un an à la Société Générale des Eaux de Barcelone, a donné les résultats suivants:

Pression moyenne du réseau expérimentée sans régulation de pression . . .	60 m.C.E.
Pression moyenne du réseau expérimentée avec régulation de pression . . .	40 m.C.E.

Le nombre d'avaries a diminué de 20,6%.

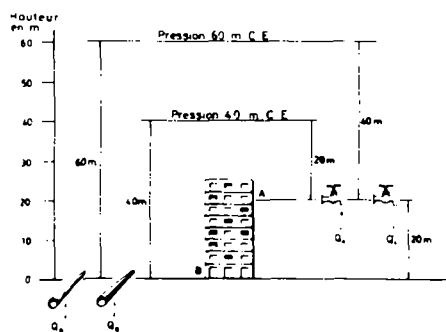
La diminution du débit de fuites et des consommations involontaires s'ajuste sensiblement au raisonnement théorique suivant:

Le débit qui s'écoule par une fissure ou un orifice étant proportionnel à la racine carrée de la pression (Fig. 2), les fuites qui se produiraient aux conduites du réseau et des embranchements, dans le cas indiqué, augmenteraient de 23%, les fuites ou consommations involontaires qui se produiraient dans un étage à une hauteur de 20 m de la rue, auraient augmenté de 41%. Compte tenu que le débit des pertes dans un réseau, à cause des raisons déjà mentionnées peut atteindre de 20 à 25% de la consommation totale, la régulation des pressions diminue la consommation totale entre 4% et 6%, selon les particularités propres du réseau et la topographie de la zone approvisionnée, avec l'économie correspondante en frais d'exploitation.

Il faut également prendre en compte une économie importante due à la détérioration moindre des compteurs, malgré la complexité de sa quantification.

SOCIÉTÉ GÉNÉRALE DES EAUX DE BARCELONE S.A.

INFLUENCE DE LA PRESSION DANS LE DÉBIT DES FUITES



$$\frac{S_1 \cdot \sqrt{3}}{Q_1 \cdot \sqrt{4}} = \frac{\sqrt{60}}{\sqrt{40}} = \sqrt{1,5} = 1,23$$

LE DÉBIT DE FUITE AUGMENTÉ UN 23%.

$$\frac{S_1 \cdot \sqrt{4}}{Q_1 \cdot \sqrt{4}} = \frac{\sqrt{60-20}}{\sqrt{40-20}} = \sqrt{1,41}$$

LE DÉBIT DE FUITE AUGMENTÉ UN 41%.

Fig. 2

2. Technique générale pour obtenir une pression réduite constante en aval.

C'est la technique pour contrôler la section de perte nécessaire pour obtenir la pression réduite de consigne avec la pression différentielle produite dans chaque cas.

2.1 Vannes papillon de réglage de pression et leurs domaines d'application

Actuellement et en tant qu'alternative des différentes technologies employées pour la réduction des pressions, on peut utiliser des vannes papillon, avec servo-mécanisme incorporé. Dans ces applications on peut distinguer deux options différentes:

- a) Avec servo-moteur électrique incorporé et détecteur de pression pour l'information et commandement automatique de la réduction de pression.
- b) Avec servo-moteur électrique incorporé et détecteur de pression pour l'information et micro-ordinateur pour la commande avec possible contrôle à distance de la réduction de pression.

Le cas a) permet une régulation de $\pm 2,5$ m.C.E. par rapport à la pression réduite de consigne.

Le case b) permet une régulation en fonction de la consommation prévue, selon les cas jusqu'à ± 1 m.C.E., par rapport à la pression réduite de consigne, qui peut être variable, en fonction de l'heure et du débit instantané.

Domaines d'application

L'expérience nous démontre qu'à mesure qu'augmentent les besoins de débit d'un réseau et par conséquent les diamètres des vannes de réglage, leur fonctionnement a tendance à s'améliorer. Au fur et à mesure que le diamètre diminue, l'installation du servo-mécanisme et l'énergie électrique nécessaire pour le fonctionnement de la vanne papillon deviennent moins justifiables économiquement. En plus, à mesure que la zone à approvisionner diminue (cas extrême: celui d'un seul appartement dont on prétend réguler la pression), la variation du débit peut être, même, plus rapide que le temps de manoeuvre de la vanne nécessaire pour en corriger la déviation. Il se produit alors des valeurs qui surpassent momentanément celles de tolérance acceptées. Les réducteurs à pression actionnés par pilote opératif subissent également ces conséquences. Il n'en est pas ainsi pour les réducteurs d'action directe car leur réponse est plus immédiate. Ceci semble démontrer qu'il existe un diamètre frontière qui nous pourrions fixer à 200 mm.

En ce qui concerne les pertes de pression, on conseille de limiter l'utilisation des vannes papillon aux ruptures de pression jusqu'à 50 m.C.E. Dans les cas des valeurs supérieures on utiliserait deux ou plusieurs vannes papillon, installées en série, à une distance d'au minimum 10 fois le diamètre de la tuyauterie sur laquelle elles agissent.

D'après les fabricants le débit maximum doit vérifier la relation

$$\frac{Q}{S} \leq 10 \text{ m/s, } S$$

étant la section nominale de la vanne, celle-ci ne doit travailler dans des positions d'ouverture inférieures aux 20° que sporadiquement, et la différence de pression maximale, avec vanne complètement fermée, ne doit pas dépasser les 100 m.C.E.

2.1.1 Autres considérations

Les vannes papillon de réglage ont besoin d'énergie

électrique pour leur fonctionnement mais il n'en est pas ainsi pour les réducteurs de pression.

Les variations réelles de pression fournies par les vannes papillon de réglage et leurs éléments complémentaires par rapport à la pression de consigne, sont de valeurs comparables à celles obtenues d'ordinaire par les réducteurs de pression.

2.2 Stabilité de la régulation en aval à grande vitesse. Variations brusques de débit.

Problèmes de bruits et cavitation

Le fonctionnement des vannes papillon est tout à fait satisfaisant si l'on observe les limitations imposées par les fabricants mentionnées dans le paragraphe précédent, si les mécanismes annexes sont de bonne qualité et si l'on effectue un entretien préventif adéquat.

Si l'on provoque une variation brusque de débit, il se peut que la pression réduite dépasse légèrement sa marge de tolérance. Dans les réseaux de distribution d'une certaine importance, ces variations de débit sont souvent relativement lentes, ce qui nous conduit à une permanente et bonne stabilité de la pression réduite. Si le diamètre de la vanne utilisée dans une application concrète a été soigneusement étudié il ne se produit pas de bruits excessifs, et le phénomène de cavitation est évité.

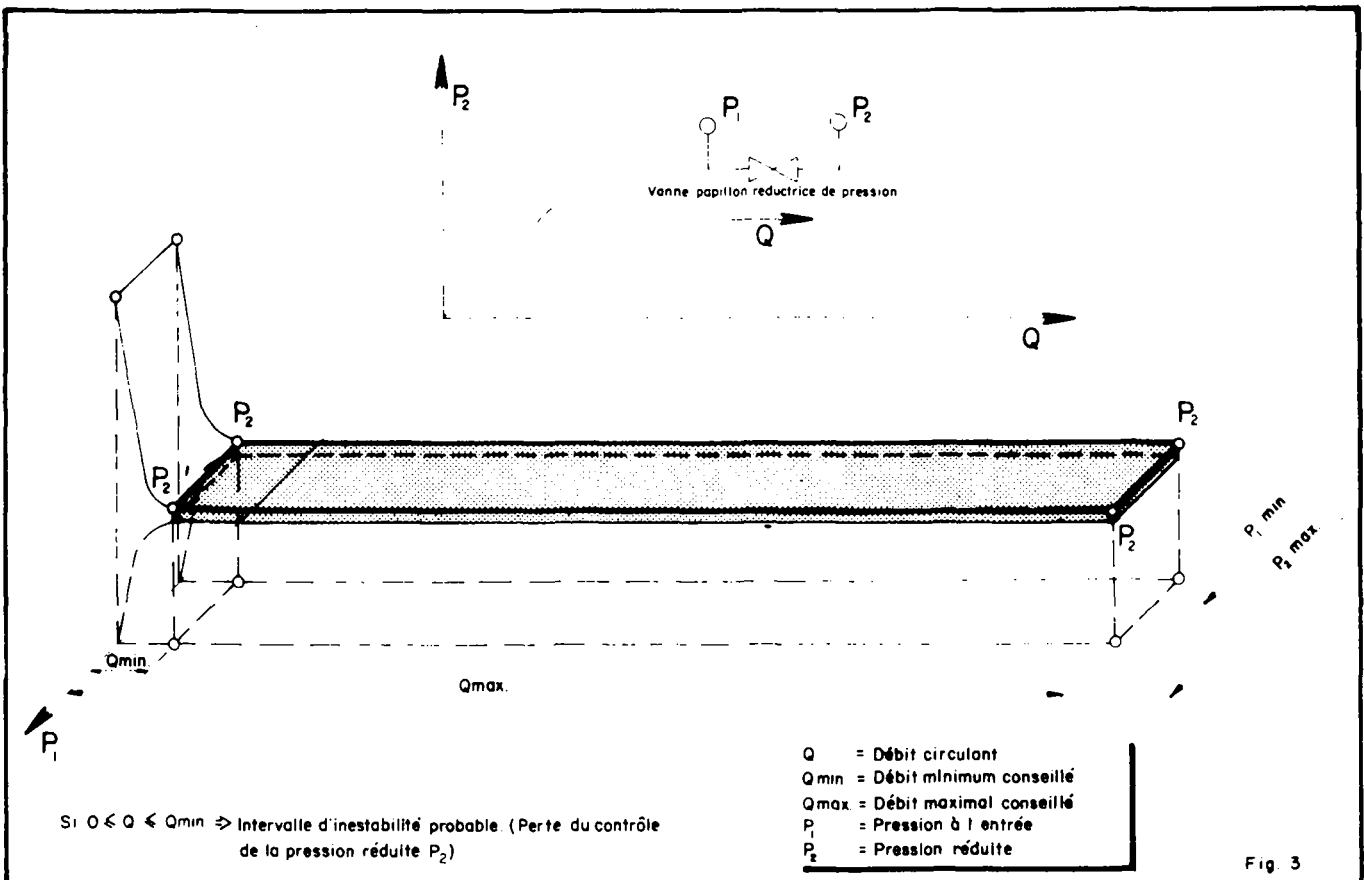
Dans les expériences des vannes à réglage qui fonctionnent dans le réseau de distribution de Barcelone (diamètres de 200 à 1000 mm) la stabilité des pressions réduites est très bonne et le niveau maximum des bruits à l'intérieur des chambres est de 72 dB et à l'extérieur, à chambre fermée de 51 dB. Il faut noter que dans ces vannes on n'atteint seulement des vitesses maximales allant jusqu'à 3,2 m/s (vitesse supposée, à vanne entièrement ouverte, paragraphe 2.1), valeurs inférieures aux maximums tolérables imposées par les fabricants de vannes.

Une expérience conduite depuis deux ans, à Barcelone, consiste en l'approvisionnement d'une petite zone isolée, avec une vanne réductrice de petit diamètre 65 mm. contrôlée par pressostat et avec une perte de pression de 45 m.C.E. On y a atteint aux heures de consommation maximale, la valeur limite maximale de vitesse imposée par le fabricant de 10 m/s (vitesse supposée à vanne entièrement ouverte). La stabilité de la pression est bonne, le niveau de bruits à vitesse maximale à l'intérieur de la chambre est de 76 dB et à l'extérieur, à chambre fermée, de 53 dB. Le nombre de manoeuvres, aux périodes où il y a plus d'activité, est d'un mouvement chaque 8 minutes (dans les vannes de diamètre 800 mm il est d'un mouvement chaque 20'). Une fois la vanne démontée on n'y a pas vu de détérioration par cavitation. Le nombre d'interventions d'entretien est beaucoup plus grand que dans les vannes à diamètres plus grands, dans la même proportion que pour l'augmentation du nombre de manoeuvres.

2.3 Etanchéité et régulation eaux aval à débit nul

Si une vanne papillon de réglage, agit en tant que source d'approvisionnement en et parallèle avec d'autres, la régulation est bonne, jusqu'à ce qu'elle atteigne le débit zéro. Dans ce cas si la vanne est en bon état de conservation elle est étanche.

Quand une vanne de réglage fonctionne comme unique source d'approvisionnement et le débit Q de demande fourni par la vanne est, $Q \leq Q_{min}$ (Fig. 3) il peut se produire des instabilités et par conséquent une perte du contrôle de la pression réduite P_2 , le degré d'instabilité dépendant de l'importance et de la rapidité dans la variabilité de Q , dans l'intervalle $0 \div Q_{min}$. Bien que la vanne soit étanche, la pression réduite P_2 , peut arriver à atteindre une certaine valeur comprise entre les extrêmes, zéro et P_1 , dont la valeur dépend de



l'importance et du degré de rapidité de la variabilité de Q et du sens de la variation de Q.

Tableau n° 1

Tableau orientatif des valeurs de Qmin					
Diamètre nominal de la vanne (mm)	200	400	600	800	1000
Qmin (l/s)	10	40	90	150	230

Les valeurs de Qmin signalées sur le tableau n° 1, sont d'habitude des valeurs très inférieures aux minimums observées dans les réseaux de distribution d'eau à des centres peuplés, ceci toujours par rapport aux diamètres nécessaires pour satisfaire les besoins de débit pour les demandes maximales des heures de pointe.

3. Obtention d'une pression réduite de consigne et sensibilité des vannes papillon, dans leur application comme réductrices de pression gouvernées par un micro-ordinateur

Il se peut que l'on désire que la pression réduite de consigne, dans le cas général d'un réseau de distribution, s'ajuste aux propres besoins du réseau, ceux-ci étant variables le long des 24 heures du jour; pour cela une solution possible est expérimentée par la SGAB.

La consigne de pression réduite eaux aval répond au critère suivant:

— Consigne de contrôle par pressions modifiées à partir de pressions de consigne horaires préétablies, plus un terme de pression qui est ajouté à celle indiquée antérieure, fonction du débit "lissé" d'écoulement par la vanne à l'instant donné (t + 1).

$$P = P_o + KQ^2$$

P = Pression de consigne modifiée
P_o = Pression de consigne base sans modifier
K = Cte. de calcul à introduire dans le micro-ordinateur

Le système effectue la prise de données des variables de contrôle, moyennant des capteurs installés dans les vannes et dans leurs débitmètres respectifs. Au travers d'un concentrateur analogique et d'un convertisseur analogique/digital, ces données sont retenues en mémoire, où se trouve également la courbe journalière de la variable de consigne P_o. Cette courbe est sous forme de 24 points correspondant aux 24 heures du jour. Pour obtenir la valeur actuelle de consigne base sans changement, on effectue une interpolation linéaire en fonction du temps à l'instant considéré.

Les valeurs des consignes modifiées sont comparées aux valeurs obtenues physiquement moyennant les capteurs. L'on consulte après quel est l'état de la vanne (en ouvrant, en fermant, fin de course ouvert, fin de course fermé, arrêt) et en fonction de cet état et du résultat de la comparaison antérieure on arrive à trouver la façon d'agir, qui à travers les amplificateurs de puissance, donne la manoeuvre d'ouverture, de fermeture ou d'arrêt de la vanne.

Le microprocesseur dans ce cas utilise une longueur de parole de 8 bits et il a une durée de cycle standard de 12 μ.S.; il emploie une capacité de mémoire de 3 K paroles, dont 2 K sont de mémoire ROM (non volatile) et 1 K de mémoire RAM (volatile). Dans la mémoire ROM se trouve localisé tout le programme du système, tandis que dans la mémoire RAM figurent toutes les données et les variables opératives. Le programme est établi en langage Assembler.

La communication avec l'extérieur se réalise à travers de 2 ports de 8 bits à l'entrée et de 4 ports de 8 bits à la sortie.

3.1 Procédé utilisé dans le contrôle de la pression réduite

Le type de régulation que l'on a établi ici, a pour base celui de: "Régulation proportionnelle et dérivative" connue également sous le nom de temps d'anticipation, qui à son tour, se base sur le temps de retard qui s'écoule entre le moment où il se produit une perturbation dans un système physique et le moment où peut être observé son effet.

P = Pression de consigne modifiée (à utiliser par le micro-ordinateur pour la prise de décisions).

P_o = Pression de consigne base sans modification.

Q = Débit circulant à travers la vanne au moment actuel, capté et "lissé" par calcul par le micro-ordinateur lui-même.

K = Constante pour le calcul de la consigne modifiée, qu'on introduit dans le micro-ordinateur sous la forme:

$$K = \frac{K_{cpm}}{Q^2 \max}$$

K_{cpm} = Perte de pression en m.C.E. qu'on prévoit dans la conduction pour un Q_{max} (débit maximum prévu l/s).

Après les premières expériences la distinction entre P_{t+1} et P' fut nécessaire, étant donné que dans le calcul des valeurs de P_{t+1} prédominaient les valeurs des pressions retardées dans le temps, ce qui créait de difficultés de stabilisation, dans certaines positions critiques de la vanne papillon actionnée.

P_{t+1} = Pression captée et lissée eaux aval de la vanne (valeur obtenue par calcul dans le micro-ordinateur, à l'instant t + 1, temps actuel).

P' = Pression captée eaux aval de la vanne à l'instant t + 1 et sans "lisser" (pression réelle captée en temps actuel).

P_{t+1} = P_ta + P'(1-a)

a = Paramètre de "lissement", 0 ≤ a ≤ 1

P_t = Pression captée et lissée à l'instant t antérieur à l'actuel t + 1 et retenue en mémoire du mini-ordinateur.

Si dans un instant précis et dans une vanne

$$|P_{t+1} - P| > Dad$$

Dad = déviation maximale de la pression admise sans que la vanne agisse.

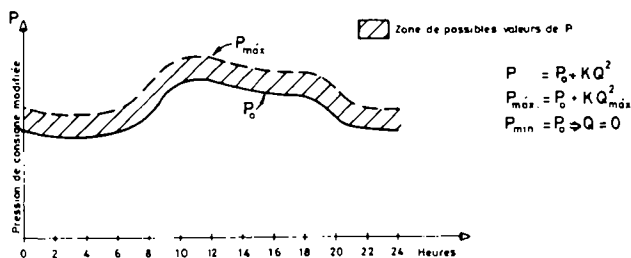


Fig. 4

la vanne recevra l'ordre de fermer ou d'ouvrir (selon P_{t+1} - P soit positif ou négatif respectivement) sauf les cas où est actionné l'un ou l'autre des fins de course fermé ou ouvert, et elle ne recevra l'ordre d'arrêt que:

- si la vanne est en train de fermer. (Fig. 5)
 Quand P' < P alors

Arrêt de la manoeuvre de la vanne et pendant t (secondes) elle ne recevra aucune instruction (inhibition des ordres, bien que le micro-ordinateur continue ses routines sans interruption). Le temps t dépassé, on recommence, un nouveau cycle.

b) Si la vanne est en train d'ouvrir. (Fig. 6)

Quand $P' > P$ arrêt de la vanne et pendant t (secondes) elle ne recevra aucune instruction (inhibition). Le temps t dépassé on commence un nouveau cycle.

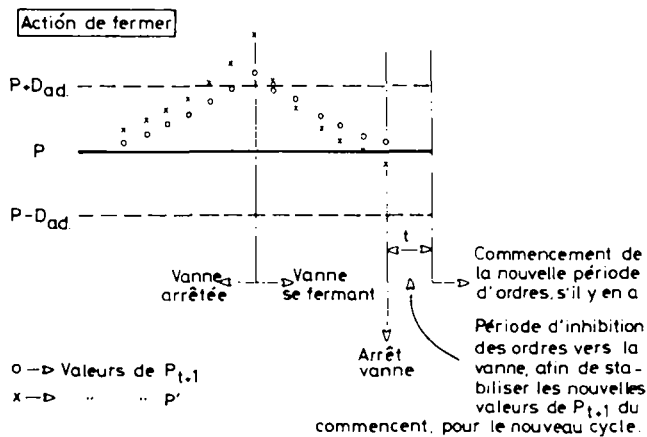


Fig 5

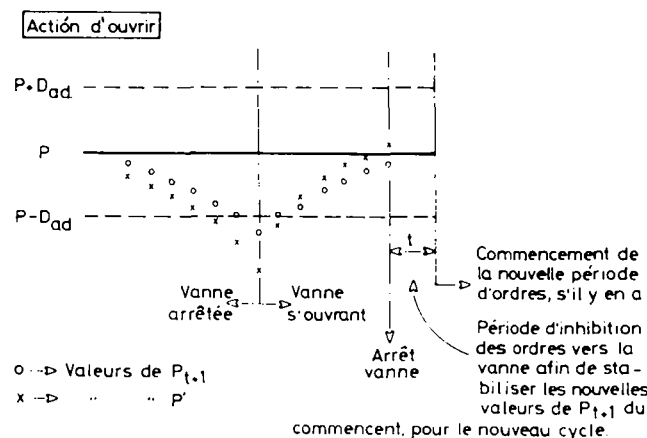


Fig 6

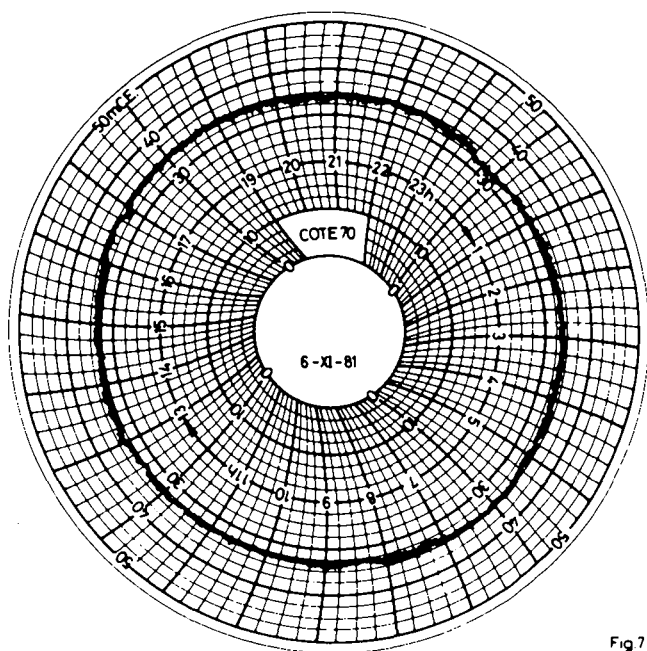


Fig 7

3.2 Expériences à la Sociedad General de Aguas de Barcelone

On a effectué plusieurs expériences sur 18 vannes papillon qui utilisent les techniques déjà décrites et dont la mission principale est de régler les débits et la mission secondaire de régler la pression de service dans le réseau. Toutes ces expériences sont en fonctionnement actuellement et connectées en plus au système de Commandement Centralisé.

Les diamètres de ces vannes sont 600, 800, 900 et 1000 mm et leurs pertes de pression variables (selon la demande du service et les contraintes d'optimisation de l'exploitation) comprises entre 0 et 20 m.C.E.

Leur mise en oeuvre a eu lieu entre les années 1973 et 1978 et sa connexion au centre de commande d'une façon définitive et permanente s'est produite en juillet 1980.

On a effectué 5 expériences sur vannes papillon sous l'action de pressostats, dont la mission principale est la réduction de pression. Toutes ces vannes sont en fonctionnement actuellement et leur mise en oeuvre a eu lieu entre les années 1970 et 1973.

On transcrit, ci-après, l'enregistrement de la régulation des pressions dans deux cas que nous pouvons considérer significatifs:

a) Enregistrement de la régulation de pression (Fig. 7) sur une zone de la ville de Barcelone dont les débits sont réglés se fait moyennant 3 vannes papillon (deux de diamètre 800 mm et une de 1000 mm), actionnées par micro-ordinateur.

- Consommation ponctuelle maximale dans la zone au jour de consommation maximum . . . 4 200 l/s
- Consommation annuelle moyenne dans la zone . . . 2 300 l/s

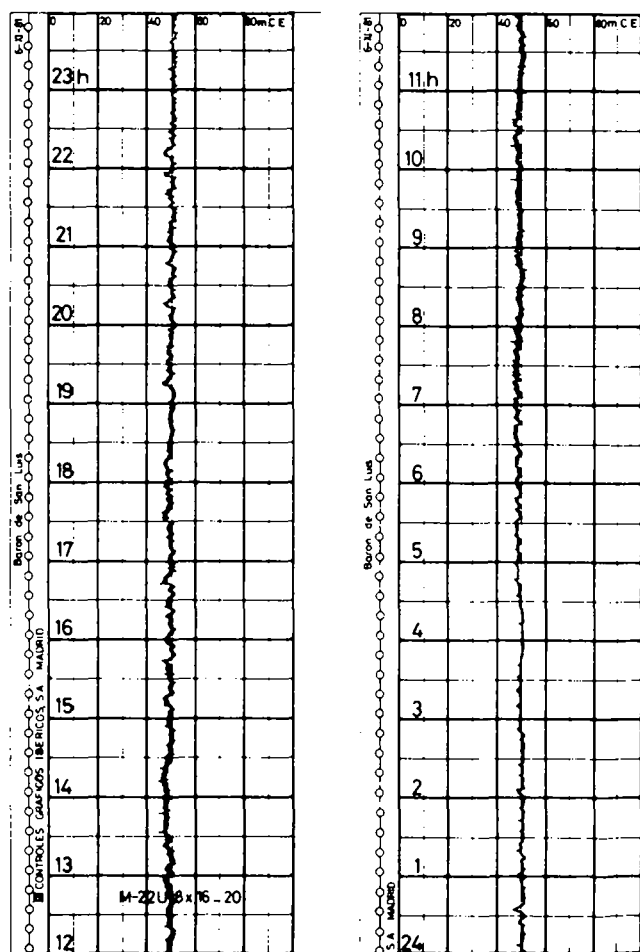


Fig 8

- Consommation minimale dans la zone au jour de moindre consommation . . . 1350 l/s

L'enregistrement de pression réglée s'effectue au centre géographique du réseau analysé et sur une ramification d'une tuyauterie secondaire.

- b) Enregistrement de la réduction de pression (Fig. 8), dans une autre zone de la ville de Barcelone dont le débit est apporté au moyen d'une vanne papillon (de diamètre 300 mm) actionnée par pressostat et avec une pression de 95 m. C.E. à l'entrée.

4. Entretien

Le fonctionnement ne présente aucune difficulté si l'on dispose d'un bon entretien préventif, les interventions accidentelles à réaliser étant alors pratiquement nulles. On peut citer à titre d'exemple que dans la Sociedad General de Aguas de Barcelone cet entretien, soit le préventif soit l'accidentel, est couvert et uniquement à temps partiel (8 heures par semaine) par une équipe formée par: 1 Technicien de Cadre, 2 Aide-Techniciens

et deux véhicules, pour un total de 18 stations extérieures en fonctionnement qui comportent 23 vannes de réglage.

5. Coût additionnel pour la conversion d'une vanne papillon en régulatrice de pression

Indépendamment de l'installation de la vanne, du débitmètre et de génie civil nécessaire, le coût approximatif additionnel de l'installation, pour capteurs, servomécanisme, électricité, Hardware et Software peut être d'environ 18000\$ (si l'on fait la régulation uniquement avec un pressostat, ce coût serait d'environ 5000\$). Il faut remarquer que le poids du coût du Software est très important et qu'il est le même pour une ou plusieurs vannes. La prise électrique peut être importante dans l'ensemble du coût, selon la distance existant entre l'installation et celle du réseau électrique de l'entreprise d'approvisionnement.

H. Kaus, BWG, Stuttgart.

"DEVICES FOR PRESSURE REDUCTION—CONTRIBUTION TOWARDS THE DETERMINATION OF THE DYNAMIC BEHAVIOUR OF PRESSURE REDUCING VALVES"

The vibrations of such valves caused by the coupling with pipeline systems can seriously impair or even prevent proper functioning of the installations.

Until now remedies have been restricted to readjusting the pressure reducing valve by trial and error, the type of readjustment depending on the construction of the valve, for example, by altering a throttle and/or by replacing a spring. It has, however, been impossible to predict by calculations during the planning stage the dynamic behaviour of a pressure reducing valve in connection with a pipeline system.

The controlled pressure reducing valve consisting of the main valve and the control valve (Fig. 1) as well as the additional installations (Fig. 2) as pipelines, slide

valves etc. which are necessary for experimental purposes, have been investigated using methods of control engineering (frequency response technique). After setting up each equation small deviations from the stationary state can be introduced and superimposed according to accepted methods of linear control engineering. This procedure considerably simplifies the subsequent mathematical treatment and, in fact, is the only way to make such treatment feasible.

The behaviour of the pressure reducing valve can be described by the equation of motion and the continuity equation. The equation of motion is applied to the mobile parts of the valve, the continuity equation is applied to the entry and exit cross sections and to the

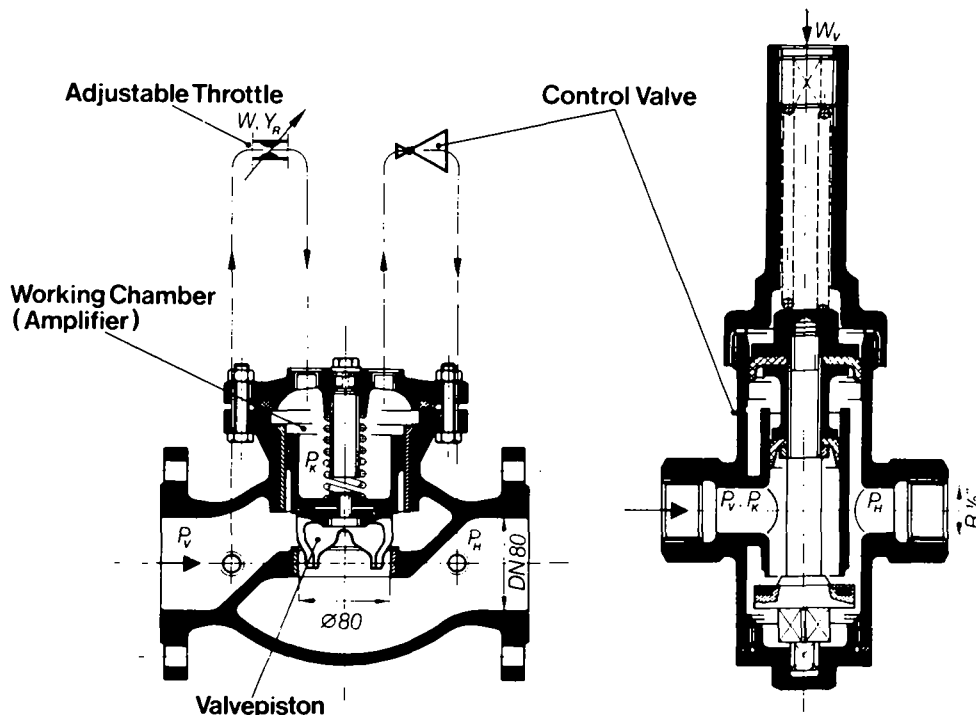


Figure 1. Precontrolled pressure reducing valve

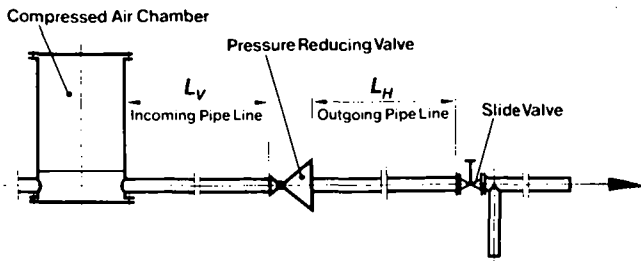


Figure 2. Incoming and outgoing pipe lines

damping chamber. All major influences and quantities such as spring, mass, damping, dynamic pressure, friction (Coulombian friction), flow through the valves and the throttle, trapping of air, water compressibility, and leakages are taken into account. Subsequently small deviations from the stationary state are considered and normed equations are obtained.

The pipeline system which comes before and after the pressure reducing valve is described by using the impedance method which permits the investigations of even complicated systems and their frictional influence.

The differential equations thus obtained are transformed to frequency representation and are shown in a block diagram (Fig. 3).

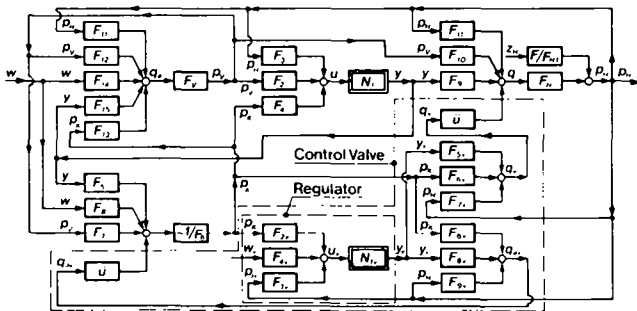


Figure 3. Complete block diagram

The main valve and the control valve together with the incoming and outgoing pipelines represent a closed control system in which the control valve acts as the regulator proper. The valve piston of the main valve which serves as the lower mobile wall of the working chamber represents the amplifier, the servomotor and the final control unit in one. It is basically influenced by the control valve and the adjustable throttle (regulating variable W). The external influences on the control system come from the regulating variable W which influences the regulator indirectly through the dummy variable P_K , from the regulating variable W_v which influences the regulator directly, and from a disturbance variable Z_H . The regulator—a P-regulator with a time delay of second order and non-linearity—operates under the influence of dummy variables. The amplifier introduces a further non-linearity into the system.

For the practical calculations the system of equations and thus the block diagram is gradually simplified by assembling groups of individual frequency responses into new frequency responses. It is essential that the non-linear expressions N_1 and N_{1V} (Coulombian friction) cannot be interchanged at random. Following this procedure the desired frequency response can be represented by adequate mathematical expressions. Because of the non-linearities and the inherent interdependence of the frequency and the input amplitude the frequency response can only be calculated by an iterative process.

The variables and coefficients which are necessary for the calculations of the dynamic behaviour of the valves and the connected pipeline system are measured either directly or by determining characteristics during stationary operation.

The disturbance frequency response of the control valve and the regulating frequency response of the main valve is measured by dynamic testing (Fig. 4). The experimental results can then be compared with the calculations. The effects of various quantities on the dynamic behaviour of the system can be calculated and thus predicted. Figures 5 and 6 show, for example, the influence of the length L_V of the incoming pipeline and the influence of the setting Y_R of the main valve throttle. The fundamental equations which have been derived also permit the determination of the pressure at any point in the pipeline system. Furthermore the resonance frequencies of the pipeline system can be evaluated which permits the recognition of critical operating conditions of the valve. Thus, the procedure allows the prediction and assessment of the dynamic behaviour of such systems.

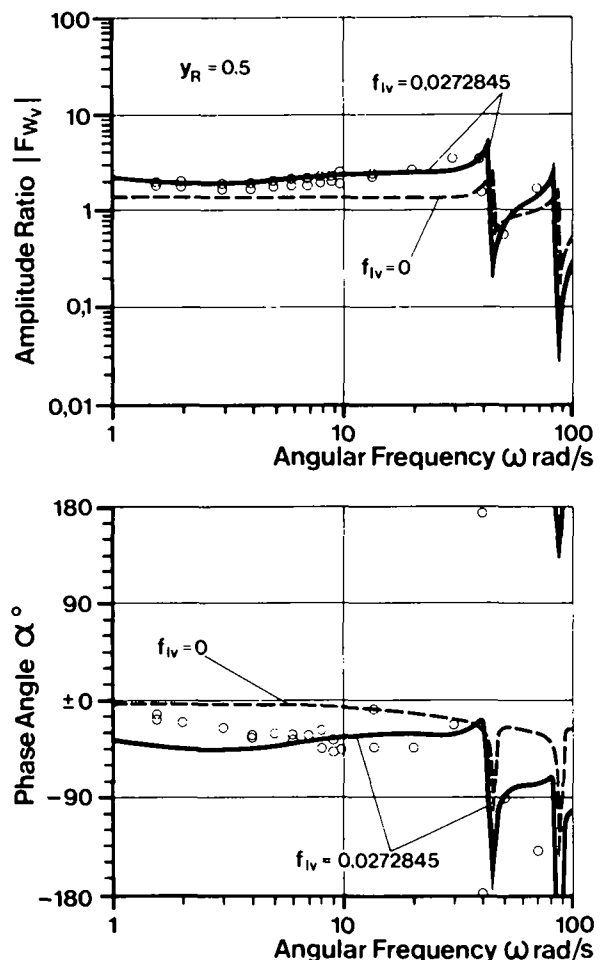


Figure 4. Guide frequency response of the precontrolled pressure reducing valve with a short incoming and a long outgoing pipe line

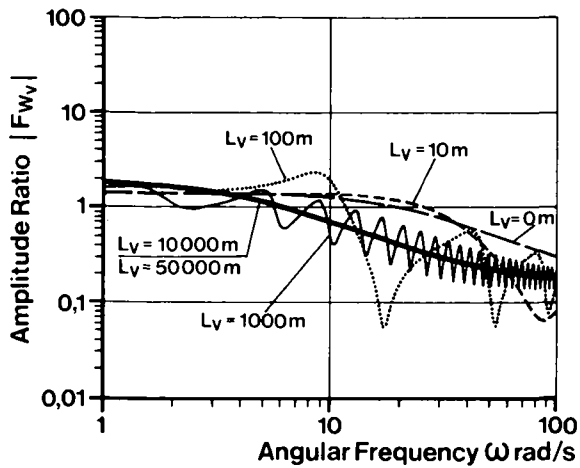


Figure 5. Influence of the incoming pipe line L_V

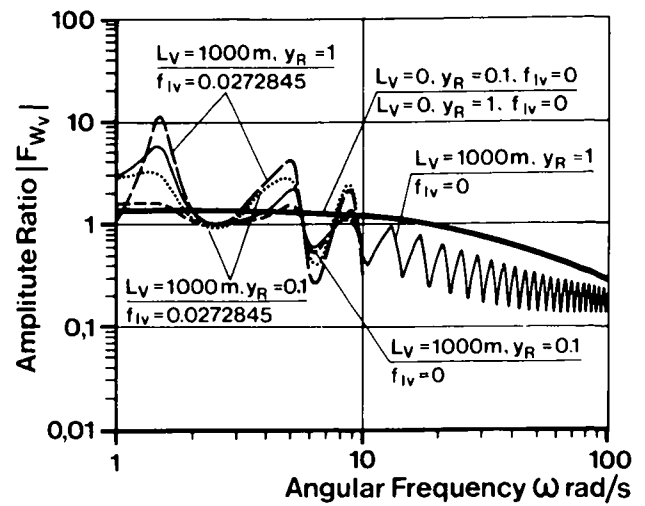


Figure 6. Influence of the throttle setting y_R on the precontrolled pressure reducing valve and incoming pipe line L_V

U. Rapold, Swiss Gass and Water Industry Association, Zurich.

(A NEW REDUCTION VALVE FOR WATER SERVICES IN MULTI-STOREY RESIDENTIAL AND COMMERCIAL BUILDINGS)

The most common methods used to design the water services in high-rise buildings, are to consider the piping systems as divided into a number of different pressure zones.

Since the static head pressure decreases as we go to higher storeys, a pressure difference of up to 4 bar between draw-offs in separate pressure zones has to be taken into account (see Fig. 1).

Further disadvantages of conventional design methods are the large amount of distribution piping, booster pumps and hot water apparatus required as well as the critical noise situation at pressures exceeding 3.5 bar.

This reducing valve for concealed mounting will take piping systems past all these traditional barriers.

The significant new feature of this system lies in the utilization of only one pressure zone, even in high-rise buildings. The minimum static head pressure required at the uppermost draw-off is preferably 3,5 bar. Accordingly, each flat is provided with two concealed reducing valves, one each for cold and hot water, giving

a constant secondary pressure of 3.5 bar (see Fig. 2).

The reducing cartridge employed in these reducing valves is a compact, interchangeable unit containing all functional components including filter and lifter rod guide.

Its casing contains no working or guiding parts whatever. Therefore, it can be screwed or welded permanently into position.

Briefly, it offers the following advantages:

- no further fitting piece required. The casing with built-in testing tap performs all necessary functions during pressing and flushing operations in the piping system.
- reduced risk of on-site damages to the reducing cartridge, since it is installed in a final stage together with the water supply fittings. The reducing cartridge provides immediate service, as it requires no further adjustment.
- the reducing cartridge can be easily replaced with the aid of a standard box spanner.

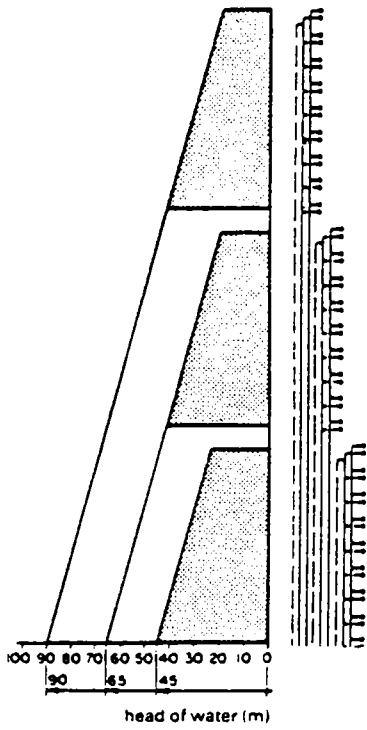


figure 1

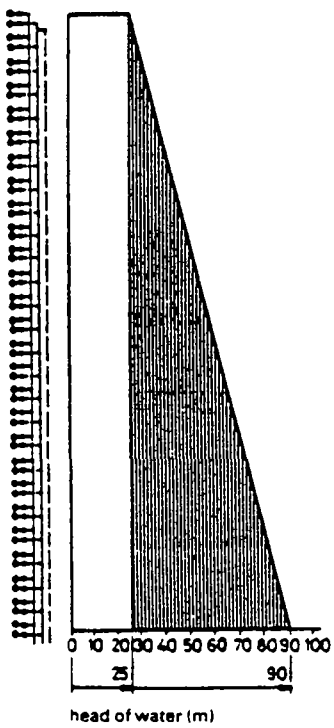
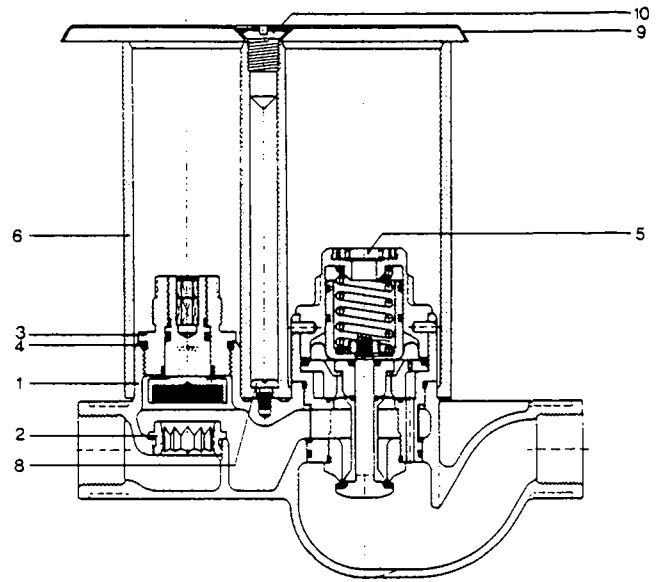
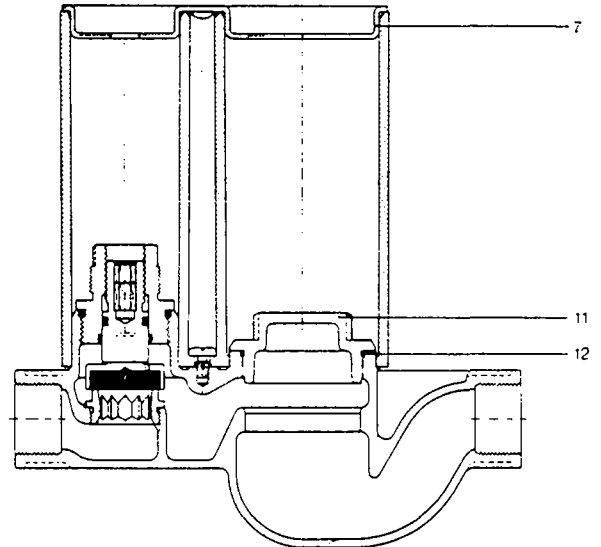


figure 2



No. Part	Material	No. Part	Material
1. Reducing valve casing	Rg 6 (red brass)	7. Cover lid	ND Pt
2. Threaded seating	SI 18/8	8. Pan-head screw	CuZn40Pb3
3. Entire head of valve for concealed mounting	Brass	9. Rosette plate	SI 18/8
4. O-ring	7507	10. Flat-head screw	CuZn40Pb3
5. Reducing cartridge, Art. No. 9570	Brass	11. Cover stud	Zytel grun
6. Protecting sleeve	Plastic	12. O-ring	7507



Water Corrosivity

Corrosivité de l'eau

LIBRARY
National Reference Centre
for Community Water Supply

Authors: Dr. Juan J. Royuela &
Auteurs: E. Otero (Spain)
R. J. Oliphant (UK)

Leading Contributor: Dr. F. Theiler (Switzerland)
Contributeur Principal:

Juan J. Royuela and Eduardo Otero Centro Nacional de Investigaciones Metalúrgicas, Madrid (Spain)

Introduction

The corrosive effect of water has been under study in some research laboratories for a long time. As a rule, such studies focus on water from the same city pipeline where the laboratory is to be found. On many occasions these studies are made on specimens inserted in the system and removed after certain time intervals for observation and study.

The methods currently used for the determination of water corrosivity are numerous. Some are based on chemical analysis techniques, others rely on the measurement of electrical resistivity of a metal wire inserted in the system, while others are purely electrochemical methods (1-7).

Among the electrochemical methods used are to be found the intersection and, more preferably in recent times, the polarization resistance methods. The first consists in plotting the anodic and cathodic polarization curves and determining the point at which their intersection occurs. The second method involves the measurement of the current required to polarize the test sample a few millivolts either anodic or cathodically; once this polarization resistance and the anodic and cathodic Tafel slopes are known it is possible to deduce the corrosion intensity.

Experimental Technique

Twelve separate closed-circuit water flow systems were used in which the metal pipe samples under study were the sole metal components in contact with the water.

The behaviour of two identical pipe samples was examined for the same flow pattern and for each water sample. One of these two pipe samples was placed in a vertical position and the other, horizontally, in order to find out any possible difference which might arise due to the positioning of the pipe specimens.

The values for i_{corr} were determined by eliminating the ohmic drop, use being made for this of an appropriate potentiostat. The water temperature was kept constant by the use of a relay and a contact thermometer for each circuit. An electrical immersion resistance was employed for heating. The test temperature was 20°C.

The water volume for each circuit was 25 litres and the test duration was 2 months.

Water corrosivity was studied at two flow rates, 0.6 and 1.6 m/s on a 16 mm dia galvanised steel pipe and at 1.6 and 2.5 m/s on a 13 mm dia copper pipe. Both flow rates were obtained by opening or closing a plug cock placed in a by-pass circuit.

Corrosivity was also determined under stagnation conditions (at zero flow rate). Water was pumped up by

centrifugal pumps placed towards the bottom of the storage vessels.

The chemical and physicochemical characteristics of the water were determined at the end and beginning of the test; namely, dry residue at 110°C, pH, Cl^- , SO_4^{2-} , TA, TAC, TH, Calcium TH and conductivity, Iron and zinc concentrations were also measured.

Results Obtained

The initial chemical and physicochemical properties of the waters examined in this report are given in Table I. As can be seen from this table, many kinds of water were studied, which ranged from soft and little mineralised to hard and highly mineralised ones. Conductivity varied from 36 $\mu\text{S}/\text{cm}$ for Burgos water to 20.300 $\mu\text{S}/\text{cm}$ for Tarrogonia water. Total hardness was 1.0°F for Orense water to 303°F for Tarragona water. Alkalinity and hardness values (TA, TAC, TH, and TH_{ca}) are given in French degrees.

The results of current intensity measurements, for a 10 mV anodic or cathodic polarization, along the 60 days' test are summarised in Table II. The average values result from the graphic integration of the intensity/time curves.

Table II reveals the tendency of current intensities to decrease with time in almost all the waters examined. This effect is remarkable in the case of the galvanised steel samples, while it is considerably less in the copper pipe samples. Thus, it can be seen that current intensity is reduced by over 40 times, after the 60 days' test, in the case of the Valencia, Castellón, Vitoria, León, Cádiz, Valladolid (SI), Lérida, Cartagena, Pamplona (E), Albacete, Toledo and Gijón (C) waters in contact with galvanised steel (although the intensities measured initially were rather high). On the other hand, for the copper pipe samples the relationship between the maximum and minimum intensities does not attain a value of 5, except in such cases as water from Valencia, Castellón, Barcelona (LI), Cádiz, León, Toledo and Tarragona, a value slightly over 30 being reached in this latter case.

For galvanised steel pipe samples, the average and minimum current intensities are considered to be most useful data. The first-named because it enables the amount of current flow throughout the entire test to be calculated and the second, because it is practically the asymptotic value towards which the current intensity/time curves tend in the case of the galvanised steel.

Although the data obtained for the copper pipe specimens are valuable for comparative tests, there is no tendency towards asymptotic values, at least within the period of time now under consideration (60 days).

Table I Examined Water Characteristics

No	Source	Dry residue at 110°C (mg/l)	pH	Cl ⁻ (mg/l)	SO ₄ ⁻ (mg/l)	TA (°F)	TAC (°F)	TH (°F)	TH _{sp} (°F)	Conductivity (μs/cm)
15	Valencia	633	7,7	58,5	180	0	15,9	41,4	17,6	785
2	Gijón (R)	255	8,1	10,0	43,6	0	6,0	14,5	7,2	267
13	Castellón	828	8,1	57,7	164,0	0	15,4	41,0	28,0	880
14	Palma Mallorca	1212	7,7	426,5	95,1	0	26,1	57,4	34,4	1730
5	Córdoba	163	7,7	9,7	31,6	0	2,8	5,8	3,2	148
6	Barcelona (T)	358	8,4	44,0	45,4	0	12,3	19,8	13,9	430
7	Barcelona (LI)	1534	7,8	515	167,0	0	17,9	51,6	26,6	1955
8	Sevilla	136	8,6	9,4	13,7	0,5	5,5	8,0	4,8	160
9	Tarazona	282	8,1	11,5	55,3	0	8,4	17,4	6,3	305
10	Vitoria	99	8,0	9,4	4,2	0	7,7	10,7	7,8	200
11	Pamplona (A)	70	8,3	10,5	7,9	0,2	5,8	6,7	4,4	136
16	Madrid	113	7,7	4,4	7,9	0	1,0	2,9	2,0	60
1	Gijón (N)	87	8,9	10,5	10,0	0,5	3,8	5,2	3,0	94
22	León	141	8,3	1,6	7,9	0	7,5	8,2	7,9	125
28	Cádiz	372	7,9	49,6	100,6	0	11,7	24,9	9,3	505
24	Valladolid (SI)	306	7,7	11,2	62,0	0	14,1	22,9	18,0	370
25	Baracaldo	124	8,3	10,0	14,2	0	5,6	8,9	7,5	170
26	Lérida	212	8,4	24,8	34,2	0	8,7	13,7	10,9	275
17	Tarrasa	1079	8,4	414	140	0	20,0	44,0	25,6	1770
18	San Sebastián	120	8,4	8,1	5,4	1,6	4,7	5,5	4,0	110
19	Málaga	980	8,1	290	203	0	14,7	39,7	25,4	1380
20	Zaragoza	420	8,0	50	103,6	0	15,5	27,2	21,6	604
27	Cartagena	299	8,1	7,8	39,0	0	15,5	22,4	13,8	340
12	Pamplona (E)	355	7,8	4,4	7,1	0	4,8	6,3	4,0	112
31	Tarragona	15017	7,1	6920	1143	0	22,5	303,0	94,0	20300
32	Logrono	301	7,4	20,9	86	0	9,9	20,6	16,4	410
33	Alicante	670	8,6	83,6	177,2	0,5	16,0	36,4	19,4	867
34	Albacete	674	7,6	21,9	189	0	21,1	45,4	24,9	820
35	Orense	48	7,3	11,7	8,3	0	0,4	1,0	0,5	60
36	Toledo	304	7,4	31,1	58,6	0	12,7	17,5	10,0	440
37	Badalona	257	8,1	40,8	59,5	0	9,9	16,0	10,7	430
23	Valladolid (E)	134	8,2	4,8	26,6	0	7,0	10,4	8,6	181
29	Burgos	21	7,8	1,9	4,2	0	1,2	1,9	1,3	36
30	Gerona	337	7,8	37,0	50,3	0	8,7	14,3	7,6	390
21	Huelva	307	7,6	47,6	73,2	0	6,1	15,4	8,1	390
4	Gijón (C)	469	8,1	22,6	1347	0	18,3	34,2	17,6	565

Table II Current Intensities Throughout Test Period

No	Source	Galvanized steel				Copper			
		maximum (μA)	minimum (μA)	media (μA)	media (μA/cm ²)	maximum (μA)	minimum (μA)	media (μA)	media (μA/cm ²)
15	Valencia	154	3,1	12,9	0,0860	7,4	1,6	3,9	0,0320
2	Gijón (R)	80	3,1	8,8	0,0587	5,8	1,9	3,5	0,0287
13	Castellón	152	3,8	12,7	0,0847	8,1	1,6	3,9	0,0320
14	Palma Mallorca	139	4,8	20,3	0,1354	10,2	3,5	5,9	0,0483
5	Córdoba	39	3,4	7,7	0,0513	6,9	1,7	3,7	0,0303
6	Barcelona (T)	51	4,2	9,4	0,0626	6,8	1,5	2,8	0,0229
7	Barcelona (LI)	208	10,6	28,4	0,1894	11,5	1,9	5,5	0,0451
8	Sevilla	41	5,5	14,4	0,0960	3,6	1,5	2,4	0,0197
9	Tarazona	26	2,1	7,1	0,0473	7,4	2,0	4,0	0,0328
10	Vitoria	89	1,9	10,2	0,0680	7,0	1,6	3,4	0,0279
11	Pamplona (A)	34	2,0	6,5	0,0433	4,9	1,5	2,5	0,0209
16	Madrid	26	3,0	7,5	0,0500	4,2	1,7	2,4	0,0197
1	Gijón (N)	82	2,6	18,5	0,308	4,0	1,4	2,5	0,0209
22	León	255	1,1	20,9	0,348	5,7	1,4	2,4	0,0197
28	Cádiz	174	2,6	14,2	0,237	7,9	1,45	3,1	0,0254
24	Valladolid (SI)	271	5,5	31,4	0,523	5,6	1,8	2,8	0,0229
25	Baracaldo	54	2,3	7,5	0,125	5,5	1,6	2,6	0,0213
26	Lérida	138	3,0	21,9	0,365	9,2	1,6	2,9	0,0238
17	Tarrasa	186	8,1	29,4	0,490	11,8	3,8	6,0	0,0492
18	San Sebastián	64	2,3	10,8	0,180	5,7	1,5	2,3	0,0189
19	Málaga	84	14,9	29,4	0,490	9,5	2,4	4,0	0,0328
20	Zaragoza	103	9,7	26,2	0,437	7,6	2,3	3,3	0,0270
27	Cartagena	236	1,6	21,1	0,352	6,3	1,9	2,8	0,0229
12	Pamplona (E)	94	2,3	12,1	0,202	5,2	1,4	2,0	0,0168
31	Tarragona	159	18	54,6	0,910	133,5	4,1	24,4	0,5400
32	Logrono	89	4	18,3	0,305	6,1	1,1	3,1	0,0643
33	Alicante	63	2	14,4	0,240	6,6	2,3	3,7	0,0755
34	Albacete	156	3	22,1	0,368	11,5	5,0	7,6	0,1560
35	Orense	34	4	14,4	0,240	8,5	4,1	6,2	0,1265
36	Toledo	163	3	9,4	0,156	7,7	1,4	2,7	0,0561
37	Badalona	63	3	10,0	0,166	5,5	1,2	2,1	0,0428
23	Valladolid (E)	74	2	7,0	0,117	4,0	1,8	2,9	0,0591
29	Burgos	49	3	8,4	0,140	6,7	2,7	4,5	0,0919
30	Gerona	38	2	8,1	0,135	6,3	2,5	3,7	0,0755
21	Huelva	102	7	23,8	0,397	3,5	1,8	3,6	0,0735
4	Gijón (C)	136	3	12,8	0,213	8,9	2,8	4,9	0,1010

This seems to indicate that the possible protective coatings formed in the presence of the waters examined is much less efficient than in the case of galvanized steel.

In order to compare the polarization resistance method with the traditional one of weight loss, the results obtained for two sets of 12 different kinds of water will now be given. One series of experiments was carried out with galvanized steel samples of 60 cm² internal surface and the other with copper pipe samples of 49 cm² internal surface. After completion of the test period, the pipe samples were cleaned and then weighed.

The reagents used for cleaning were: 5% acetic acid (10 min. at room temperature) for galvanized steel, and 1:1 hydrochloric acid (2 min. at room temperature) for copper.

Tables III and IV give the weight loss data found for the galvanized steel and copper pipe samples, respectively. Such values are compared with the theoretical ones deduced from i_{corr} . As Tafel slopes, values of 186 mV/decade in the case of galvanized steel and of 138 for the copper are used, these being the mean values for the experimental cathodic and anodic curves.

A parallelism is generally observed between the theoretical and practical results, since the usual thing is that the ratio between both data does not exceed a value of 4, not reaching in the majority of cases the value of 2. (Tables III and IV).

Conclusions

1. The polarization resistance measurement for the determination of instantaneous corrosion rate is a valuable tool, which enables the intensity of the corrosive process to be followed in a pipe in contact with domestic water supplies.
2. Metal corrosion as determined by the polarization resistance is of the same order as that determined gravimetrically.

3. As corrosion measurements by electrochemical methods provides an overall corrosion rate they are perfectly valid for the case of generalized corrosion.

Table III Relationship between theoretical and practical weight loss for galvanized steel pipe samples in water, after 60 days' testing.

No	Source	Dissolved Zn (mg)		Theoretical/ practical ratio
		Theoretical	Practical	
1	Gijón (N)	274	508	0,54
22	León	296,5	340	0,87
28	Cádiz	202	272	0,74
24	Valladolid (SI)	446	408	1,09
25	Baracaldo	107	411	0,26
26	Lérida	311,5	415	0,76
17	Tarrasa	418,5	225	1,86
18	San Sebastián	153	646	0,24
19	Málaga	418,5	210	1,99
20	Zaragoza	373	191	1,95
27	Cartagena	300	243	1,23
12	Pamplona (E)	172	708	0,24

Table IV Relationship between theoretical and practical weight loss for copper pipe samples in water, after 60 days' testing.

No	Source	Dissolved Zn (mg)		Theoretical/ Practical ratio
		Theoretical	Practical	
31	Tarragona	271,5	407	0,67
32	Logrono	32,3	20	1,62
33	Alicante	37,7	19	1,99
34	Albacete	78,5	35	2,24
35	Orense	63,5	137	0,46
36	Toledo	28,2	18	1,57
37	Badalona	21,4	17	1,26
23	Valladolid (E)	29,6	22,5	1,32
29	Burgos	45,8	67	0,68
30	Gerona	38,2	32,5	1,18
21	Huelva	36,5	17	2,15
4	Gijón (C)	50,6	27	1,88

Juan J. Royuela et Eduardo Otero, Centro Nacional de Investigaciones Metalúrgicas, Madrid (Espagne).

"EVALUATION DE LA CORROSIVITÉ DE L'EAU"

Résumé

La corrosivité de l'eau domestique fournie entraîne la perforation des tuyaux de distribution ou des tuyaux principaux en un temps plus ou moins long. La disparition de tout ou partie du zinc du revêtement d'un tuyau en acier galvanisé, peut entraîner pour l'eau une couleur rouge accompagnée de goût qui la rendent inacceptable.

La corrosion des métaux par l'eau ne dépend pas seulement de la conductivité, de la vitesse, de la température et du débit de l'eau mais aussi de la possibilité de formation de couches de protection.

Des essais réalisés dans des conditions réelles sont évidemment plus sûrs, mais ils prennent beaucoup de temps et ne permettent pas de déceler les variations dans le temps de la vitesse de corrosion.

La vitesse de corrosion peut être mesurée par des méthodes électrochimiques qui ont l'avantage de ne pas être destructives et qui peuvent être effectuées en un temps relativement court. Elles fournissent aussi un aperçu détaillé du développement de la corrosion dans le temps.

La méthode employée fut de déterminer la résistance à la polarisation d'échantillons de tuyaux métalliques (en acier galvanisé et en cuivre) utilisés dans les

installations de plomberie en contact avec de l'eau potable, à température et à une vitesse de débit constantes.

Introduction

Le caractère corrosif de l'eau fait l'objet de recherches en laboratoire depuis longtemps déjà. Généralement ces études sont limitées à l'action de l'eau sur les tuyaux de la ville où se trouve le laboratoire. Très souvent les mesures ont été faites à partir d'échantillons insérés dans les tuyaux et enlevés après un certain laps de temps.

Les méthodes actuelles pour déterminer le caractère corrosif de l'eau sont nombreuses. Certaines sont basées sur des techniques d'analyse chimique, d'autres reposent sur la mesure de la résistivité électrique d'un fil métallique inséré dans le système; d'autres encore sont des méthodes purement électrochimiques (1-7).

Parmi ces méthodes électrochimiques, il y a les méthodes d'intersection et de résistance à la polarisation, méthode estimée préférable maintenant. La première méthode consiste à tracer les courbes de polarisation anodique et cathodique et à déterminer leur point d'intersection. La deuxième méthode nécessite la mesure du courant nécessaire pour polariser

l'échantillon d'essai de quelques millivolts, soit anodiquement, soit cathodiquement; une fois la résistance à la polarisation et les pentes Tafel anodique et cathodique connues, il est possible d'en déduire l'intensité de la corrosion.

Technique expérimentale

Douze réseaux d'eau en circuit fermé furent étudiés séparément, les échantillons de tuyau métallique étudiés étant les seules pièces métalliques en contact avec l'eau.

Le comportement de deux échantillons identiques de tuyau fut examiné pour un même débit et pour chaque échantillon d'eau. Un des deux échantillons de tuyau fut placé en position verticale et l'autre fut placé horizontalement afin de déceler toute différence possible pouvant venir de la position des éléments de tuyau.

Les valeurs pour i_{corr} furent déterminées en éliminant la chute ohmique, en se servant d'un potentiostat approprié. La température de l'eau fut maintenue constante en utilisant un relai et un thermomètre de contact pour chaque circuit. Une résistance électrique à immersion fut employée pour chauffer. La température d'essai fut de 20°C.

Le volume d'eau de chaque circuit fut de 25 litres et la durée de l'essai fut de deux mois.

Le caractère corrosif de l'eau fut étudié pour deux vitesses de débit, de 0,6 et de 1,6 m/sec, sur un tuyau d'acier galvanisé de 16mm de diamètre et de 1,6 et 2,5 m/sec. sur un tuyau en cuivre de 13mm de diamètre. Les deux vitesses de débit furent obtenues en ouvrant ou en fermant un robinet à boisseau placé dans un circuit de dérivation.

Le caractère corrosif fut aussi déterminé dans des conditions de stagnation (pour une vitesse de débit nulle). L'eau fut pompée par des pompes centrifuges placées vers le bas de récipients de stockage.

Les caractéristiques chimiques et physicochimiques de l'eau ont été déterminées à la fin et au début de l'essai; le résidu sec à 110° C, le pH, le Cl^- , le SO_4^{2-} , le TA, le TAC, le TH, la dureté calcique et la conductivité. Les concentrations de fer et de zinc furent également mesurées.

Résultats obtenus

Les propriétés initiales chimiques et physicochimiques de l'eau examinée pour ce rapport sont données au Tableau I (Page 2). Comme on peut le voir dans le tableau, plusieurs types d'eau furent étudiés, depuis l'eau douce, peu minéralisée jusqu'à l'eau dure et fortement minéralisée. La conductivité variait de 36 $\mu s/cm$ pour l'eau de Burgos à 20 300 $\mu s/cm$ pour l'eau de Tarragone. La dureté totale fut de 1,0°F pour l'eau d'Orense et de 303°F pour l'eau de Tarragone. Les valeurs d'alcalinité et de dureté (TA, TAC, TH et TH_{ca}) sont en degrés français.

Les résultats des mesures d'intensité de courant, pour une polarisation anodique ou cathodique de 10mV, pendant les 60 jours que dura l'essai, sont résumés au Tableau II. Les valeurs moyennes proviennent de l'intégration graphique des courbes intensité/temps.

Le Tableau II (Page 2) montre la tendance qu'eurent presque toutes les eaux examinées de faire diminuer l'intensité du courant avec le temps. Cet effet est remarquable pour les échantillons d'acier galvanisé, il est bien moindre pour les échantillons de tuyau en cuivre. On peut voir que l'intensité du courant est réduite de plus

de 40 fois après 60 jours d'essai pour les eaux de Valence, de Castellón, de Vitoria, de León, de Valladolid (SI), de Lérida, de Cartagène, de Pampelune (E), d'Albacète, de Tolède et de Gijón (C) en contact avec de l'acier galvanisé (bien que les intensités mesurées initialement aient été assez élevées). Par contre, avec les échantillons de tuyaux en cuivre, le rapport entre les intensités maxima et minima n'atteint pas 5, sauf pour les eaux de Valence, de Castellón, de Barcelone (LI), de Cádiz, de León, de Tolède et de Tarragone, une valeur dépassant un peu 30 étant atteinte dans ce dernier cas.

Pour les échantillons de tuyau en acier galvanisé, les intensités de courant moyennes et minimales sont considérées comme des données très caractéristiques. La première parce qu'elle permet de calculer le débit du courant pendant tout l'essai et la deuxième parce que c'est pratiquement la valeur asymptotique vers laquelle tendent les courbes d'intensité/temps du courant dans le cas de l'acier galvanisé.

Bien que les données obtenues avec les échantillons de tuyau en cuivre servent pour des essais comparatifs, il n'y a aucune tendance vers des valeurs asymptotiques, tout au moins pendant la période de temps considérée (60 jours). Ceci semble indiquer que les revêtements de protection qui se forment en présence des eaux examinées sont bien moins efficaces que dans le cas de l'acier galvanisé.

Pour comparer la méthode de résistance par polarisation avec la méthode traditionnelle de perte de poids, on a donné les résultats obtenus pour deux ensembles de 12 types d'eau différents. Deux séries d'expériences ont été faites, l'une avec des échantillons d'acier galvanisé de 60 cm² de surface interne et l'autre avec des échantillons de tuyau en cuivre de 49cm² de surface interne. Après la fin de la période d'essai, les échantillons de tuyaux furent nettoyés puis pesés.

Les réactifs utilisés pour nettoyer furent: 5% acide acétique (10 mn. à la température ambiante) pour l'acier galvanisé, et 1:1 acide chlorhydrique pour le cuivre (2 mn. à la température ambiante).

Les Tableaux III et IV (Page 3) fournissent les résultats sur la perte de poids trouvée respectivement pour les échantillons de tuyaux en acier galvanisé et en cuivre. Ces valeurs sont comparées avec les valeurs théoriques déduites de i .

En ce qui concerne les pentes TAFEL, les valeurs de 186 mV/décade dans le cas de l'acier galvanisé et de 138 mV/décade pour le cuivre ont été utilisées. Celles-ci représentant les valeurs moyennes pour les courbes expérimentales cathodiques et anodiques.

On observe généralement un parallélisme entre les résultats théoriques et pratiques, du fait que d'habitude le rapport entre les deux données ne dépasse pas une valeur de 4, et le plus souvent n'atteint même pas 2 (Tableaux III et IV).

Conclusions

1. La mesure de la résistance à la polarisation pour déterminer la vitesse instantanée de la corrosion est très utile pour suivre l'intensité du processus corrosif dans un tuyau en contact avec la distribution des eaux domestiques.
2. La corrosion du métal, déterminée par la résistance à la polarisation, est du même ordre de grandeur que celle qui est déterminée gravimétriquement.
3. Du fait que les mesures de corrosion par des méthodes électrochimiques fournissent une vitesse de corrosion générale, elles peuvent être utilisées en cas de corrosion généralisée.

1. Introduction

For many years the possible health implications of lead in drinking water has given rise to a large number of investigations into the various aspects of the problem⁽¹⁻⁵⁾. Although most of the work into the contamination of potable water has been primarily concerned with lead pipes, many investigations have recognized other potential sources of the metal.⁽⁶⁻⁸⁾ In modern buildings the usual source of contamination is tin-lead soldered joints and these can continue to give problems even after many years of service.^(9, 10) In the United Kingdom, as part of a contract from the Department of the Environment, the Water Research Centre has been studying the specific problem of lead contamination arising from soldered joints.

The usual approach to this type of study is to determine the solubility of the normal corrosion products in the various waters of interest.^(11, 12) However, the presence of dissimilar metals at a joint, solder alloy and copper, allows the possibility of using the galvanic effect that will be created to obtain more direct information on the corrosion reaction. As this method has been used successfully in the past,⁽¹³⁾ it was the approach adopted in the current work.

2. The Galvanic Test Cell

When two dissimilar metals are placed in an electrolyte and connected by a copper wire they form an electrochemical cell i.e. an electric battery. The metal at

the lower potential (the anode) corrodes and sends electrons via the wire (the flow of electricity) to the second metal (the cathode) where they are absorbed in some chemical reaction, usually the reduction of dissolved oxygen in aerated potable water. The size of the current is directly related to the rate of corrosion at the anode and the quantity of charge (current x time) corresponds to the total amount of metal corroded. In a copper/solder couple the copper is the cathode and the solder is the anode.

The design of the galvanic test cell developed for this work is shown in Fig. 1. Essentially a solder electrode (2cm²) is connected via an external circuit containing a nominally 10k Ω resistance to a copper electrode (13.5cm²). The connections with the external circuit are massed using an epoxy resin, as is the back of the solder anode. Details of the method of manufacture of the electrodes are reported elsewhere.⁽¹⁴⁾ The galvanic couple is placed in a boiling-tube closed by a bung with inlet and outlet ports, for the water under test, and grooves to take the wires of the external circuit. The whole arrangement is placed in a water-bath held at 20°C and the test water pumped once through the cell at a rate of $\sim 50\text{ml}\cdot\text{hr}^{-1}$. By using a multi-channel peristaltic pump many cells can be run simultaneously.

Twice per day the potential drop across the resistance in the external circuit was measured using a digital voltmeter. From the value of the external resistance, the voltage drop was converted into the galvanic current by Ohm's law. The change of galvanic current over four weeks was plotted to give the corrosion trace, Fig. 2. In order to compare waters the final 7 days of readings were averaged, either visually on the corrosion trace or by calculation, see ref. 14 for details.

Information of the chemical reactions occurring on the individual electrodes was obtained by making polarization measurements and constructing Evans diagrams. The reader is referred to the literature for the theoretical background to this method.⁽¹⁵⁾ In essence the resistance in the external circuit was changed through a series of values and for each value the galvanic current was determined in the usual manner but also the potential of each electrode was measured against a standard reference. The information was plotted as potential versus galvanic current to give the Evans diagram, see Fig. 3. The upper line on such diagrams represent the cathodic reaction and the lower that of the anode. The slope of the respective lines are the cathodic and anodic polarization resistances and the electrode with the larger value is the one involved in the rate determining step.

3. Results

3.1 Significance of the Galvanic Cell Corrosion Currents

The behaviour of the galvanic cell, and the magnitude of the currents it produces, is highly dependent on the arbitrarily chosen design characteristics. Thus an important part of the work involved determining to what extent the test cell accurately reflected what could be expected to occur at a real soldered joint.

The polarization curves indicated that the majority of cells were under anodic control i.e. the current was controlled by the rate of corrosion of the solder. This would be expected at a joint where the area of solder would be small compared to the area of copper (which is precisely why the conditions were chosen in the cell design). The polarization work also showed that the combined polarization resistances of the electrodes

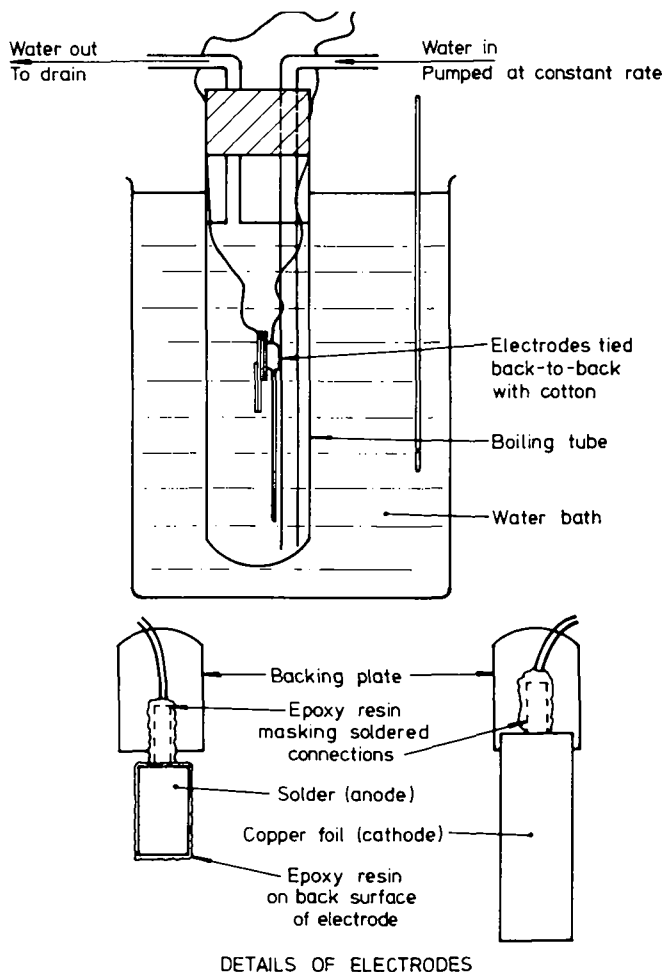


Fig. 1. Details of galvanic corrosion test cell.

Average galvanic current over 4th week

pH	Current (μA)
5	10.8
6	8.1
7	4.9
8	3.0
9	1.6

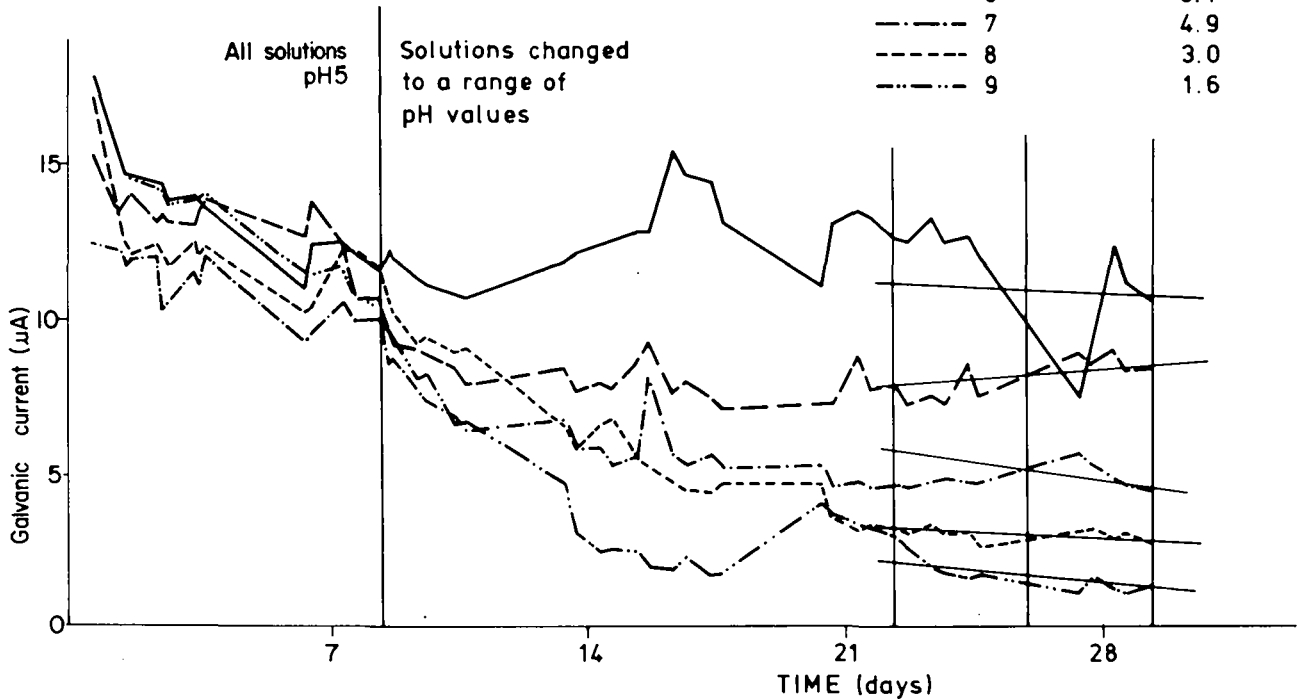


Fig. 2. Corrosion trace with all cells initially on the same water.

Anode : Lead
 Solution : Hardness $\sim 100 \text{ mg CaCO}_3 \text{ l}^{-1}$
 Chloride 15 mg Cl l^{-1}
 pH ~ 8

○ Day 2 of run
 ● Day 11 of run
 ▼ Day 18 of run
 x Day 32 of run

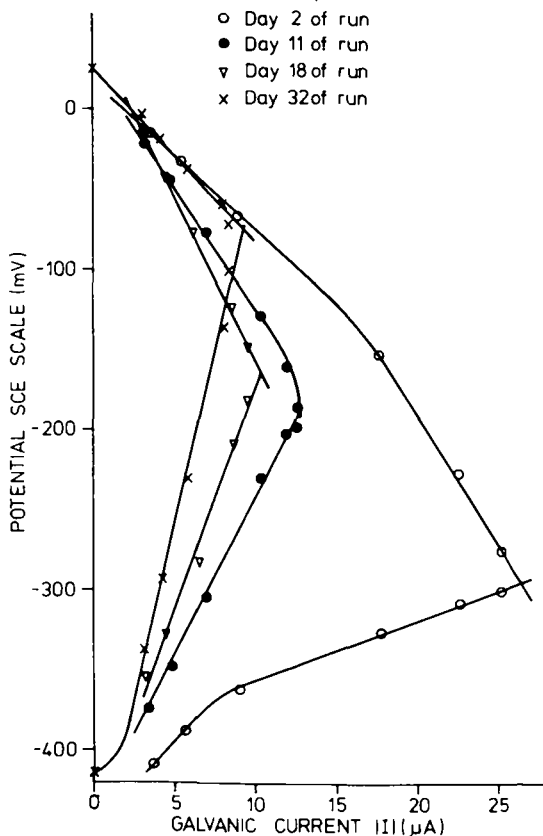


Fig. 3. Increase in anodic polarisation resistance, producing decrease in galvanic current.

were high ($\sim 100 \text{ k}\Omega$) compared with the resistance in the external circuit ($10 \text{ k}\Omega$) indicating that the latter, which would be absent in the real situation as the dissimilar metals are in physical contact, has only a limited effect on the value of the current produced. By constructing a polarization diagram it becomes possible to estimate the galvanic current to be expected with zero resistance in the external circuit. The effect of the internal solution resistance in the cell, which again could be expected to be higher than in the real situation, was found to be even smaller.

Another section of this work involved verifying the relationship between the measured galvanic current and the amount of lead corroded. They are related by Faraday's laws but there are a variety of reasons why the relationship need not be a simple one. Thus the galvanic current may represent only a proportion of the total corrosion current i.e. metal may be corroded from the anode using 'internal cathodes' on the same metal's surface and so not contribute to the measured current flow in the external circuit. After a galvanic couple was corroded in dilute nitric acid only 20% of the lead found in solution could be accounted for by applying Faraday's laws to the measured galvanic current. Furthermore, when solder, a tin lead alloy, is corroded, only a proportion of the current will derive from the corrosion of the lead. Precisely what that proportion will be will depend on the solder composition and possibly on the areas of the different alloy phases actually exposed at the electrode surface.

Fig. 4 gives some of the results from this work. Because it was required to analyse for the total amount of lead oxidised these experiments were carried out under static conditions, see reference 14 for details. Lead electrodes were used in this work for comparison purposes. The charge passed in the external circuit is calculated from the galvanic current and the time for which it flows. The large deviation from the theoretical

observed for lead at the higher charge values arose because of the loss of physical integrity of the electrodes. This allowed metal to corrode out of electrical contact with the external copper cathode, thus adding lead to the solution without making a contribution to the measured galvanic current.

The theoretical lines shown on the figure give the amount of lead that would be produced if respectively 100 and 60% of the observed current flow was produced by the corrosion of that metal. The results for the 40/60 tin-lead alloy indicated that, to a first approximation, for this alloy, a dilution of the lead with tin simply produces a pro rata reduction in the lead corroded versus current flow i.e. preferential attack of the lead phase in the alloy does not occur.

In the real situation of a soldered joint the total amount of lead corroded is not so important as the amount that enters the water phase to contaminate the supply. (Some of the lead remains on the metal surface as a corrosion product layer). Further experiments were performed under static conditions but only the lead contaminating the water phase was determined, see

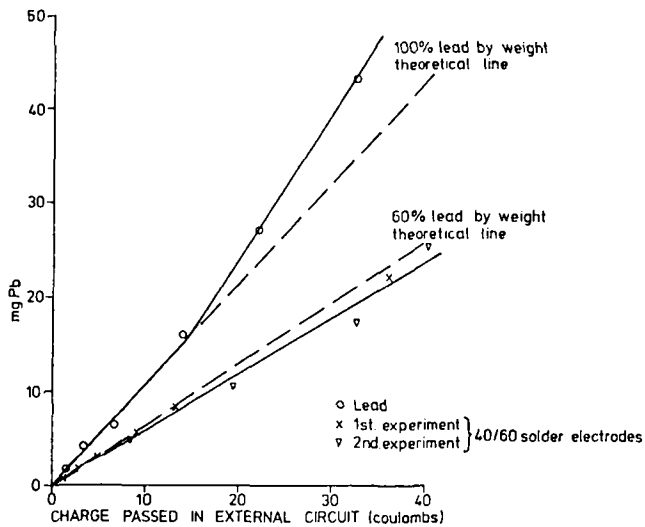


Fig. 4. Lead oxidised vs. charge passed in external circuit.

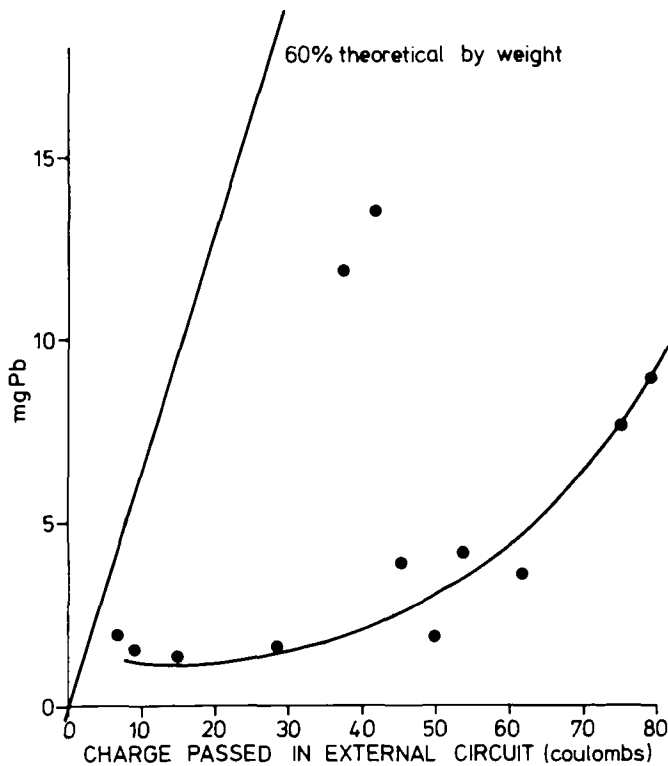


Fig. 5. mg Pb in liquid vs. charge passed in external circuit (for new electrodes).

Fig. 5. From the results given in Fig. 4 it can be assumed that the total amount of lead corroded follows the 60% theoretical line. Thus initially only a small proportion of lead appears in the water, however, as the corrosion product layer becomes complete, this gradually increases. If the curve in Fig. 5 were extended, it would eventually become parallel with the 60% theoretical line. After this point all the further lead corroded would ultimately appear in the water i.e. corrosion product layer would have reached an equilibrium thickness and all subsequent growth would lead to the extra material breaking off into the water. The results given in Fig. 5 were obtained under static conditions. Of course as the real soldered joint would experience the scouring action of flowing water the transfer of corrosion product would occur more readily. The conclusion to be drawn from this is that, after an initial ageing period, the galvanic current gives a direct measure of the average rate at which lead is contaminating the water.

The work with lead pipes had demonstrated the important controlling effect of the solubility of the lead corrosion product in the particular water concerned.⁽¹¹⁾ ⁽¹²⁾ ⁽¹⁶⁾ The present work has shown that under galvanic stimulation this is no longer the case and lead levels one or two orders of magnitude higher than the equilibrium solubility level can be obtained. Fig. 6 shows the results

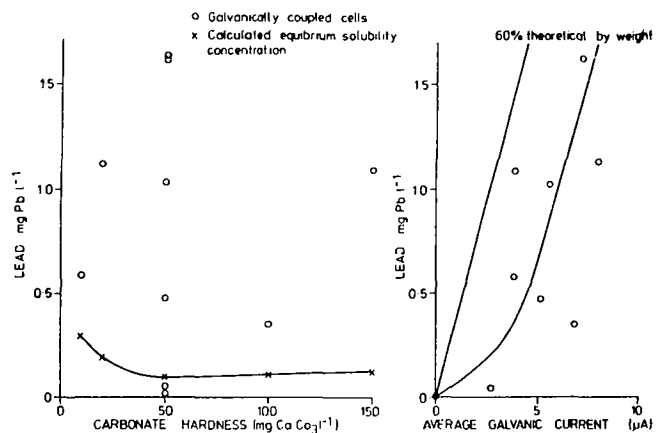


Fig. 6. Lead contamination with solutions of different carbonate hardness.

obtained from galvanic couples in a series of solutions with different carbonate hardness levels. The lead concentrations found in the water cannot be correlated with the water hardness and all but two results are well above the equilibrium solubility level. The observed results do show a better correlation with the respective galvanic currents produced by these couples. Of course, as the equilibrium solubility level is exceeded, most of the lead will be present as a precipitated corrosion product. A galvanic couple was corroded in a litre of water, open to the atmosphere, for 17 months. At the end of that period the galvanic current had been reduced to 10% of its value of the 4th week and there was a visible precipitate of corrosion product at the bottom of the solution. When this was dissolved by acid it gave a lead concentration of 2.5 grams^l-1! If, in the closed conditions of a pipe, the dissolved oxygen level can be considered the limiting factor then, assuming a concentration of 8mgO₂l⁻¹ (saturation value at 20°C) and 60% utilisation of the galvanic current generated for the corrosion of lead it can be calculated⁽¹⁴⁾ that the concentration of lead attained, before the exhaustion of the oxygen stops the reaction, would be 68.4mgPb^l-1. The practical conclusion from this part of the work is that, no matter how small the area of solder exposed in the bore of the tube, provided the residence time of the water in the pipe is long enough the statutory limit in drinking water will always be exceeded.

3.2 Effect of Various Water Parameters on the Observed Corrosion Rate

The water parameters studied in this work were pH, conductivity, carbonate hardness, chloride, nitrate, sulphate, phosphate, silicate and the presence of flux residues. Those parameters that were found to be without effect on the corrosion rate were conductivity, (not surprisingly after the polarization studies), carbonate hardness and both pyro- and ortho-phosphates. The latter is interesting because ortho-phosphate addition is a recommended method for overcoming lead contamination from pipes.⁽¹⁶⁾

Factors found to increase the corrosion rate were decreasing pH and increases in chloride and nitrate, see Figs. 7 and 8. The effect of the nitrate was only very weak. Sulphate and silicate were found to decrease the corrosion rate. Interestingly, the amount of sulphate required to obtain inhibition was dependent on the chloride concentration of the water. A ratio of sulphate to chloride of 2:1 gave very low corrosion rates and very thin, crystalline corrosion product layers. The effect of silicate showed a similar sensitivity to chloride levels.

The most surprising result was the effect of flux residues. In the experiments excess flux was placed just

above the solder so that leached material would stream down the face of the electrode. Although this produced the anticipated increase in chloride level the rate of corrosion was reduced. Further investigation revealed that the flux being used was zinc chloride based and that the zinc, leached concomitantly with chloride, was a corrosion inhibitor. However, we do not feel we can recommend flux residues as a potential treatment for this problem as the use of excessive flux increases the likelihood of producing excessive solder runs into the bore of the tubing.

4. Discussion

Although the galvanic effect of coupling solder to copper greatly stimulates the corrosion of the former, the absolute corrosion rates are still very small and there is no question of mechanical failure of a properly made joint. For the highest corrosion rates observed in this work, failure of the joint would take 40 years, and for the more usual rates the period would be in excess of 100 years. However, the contamination that such corrosion produces, given the very low maximum admissible concentration for lead may be significant in cases of low flow-through of water.

The major difference between the corrosion of lead pipes and of soldered joints is that the latter, being galvanically stimulated, is not controlled by the solubility of the corrosion deposit in the supply. Other workers have also found that lead pipe in the region of the junction with the copper of the internal domestic plumbing behaves significantly different from the rest of the pipe.⁽¹⁰⁾ This present work has indicated other differences between the coupled and uncoupled lead situation e.g. with the latter increasing chloride actually decreases the rate of corrosion.⁽¹⁴⁾ This observation is supported by other workers.⁽¹⁷⁾

Given that no immediate effect operates to quickly stifle the corrosion of soldered joints, the level of lead contamination attained is controlled by:

- area of solder exposed in the bore of the tube
- the long term galvanic corrosion current
- residence time of the water in the pipe
- water temperature

By using typical values for the above parameters, it becomes possible to calculate the level of contamination to be expected from soldered joints in different waters. The details of these calculations can be found elsewhere.⁽¹⁴⁾ Briefly the calculations were based on the criterion of the area of solder exposed in the bore of the tube that would add 0.1 mg Pb l^{-1} after 16 hours standing as the maximum area permissible. This standard fixes the value for the residence time of the water in the pipe. A water temperature of 20°C was chosen and it was assumed that the amount of corrosion would change pro rata with the area of solder exposed. (This latter assumption is known to lead to an underestimate in these calculations for the range of areas of interest.)

Estimates of the frequency of fittings per length of copper run, obtained from manufacturers supply patterns, allow the volume of water available to dilute the corroded material to be calculated. The frequency figure used, 1 fitting per metre for hard temper tube and 1 fitting per 2 metres for half-hard, was supported by other workers who analysed actual plumbing systems.⁽⁹⁾ Long term galvanic corrosion rates were determined over 5-17 months. These indicated that the galvanic current settled down to between 50-10% of the average 4th week current. The lower value is supported by other workers who suggest that this rate is then maintained over several years.⁽⁹⁾

Using these figures, the calculations show that for

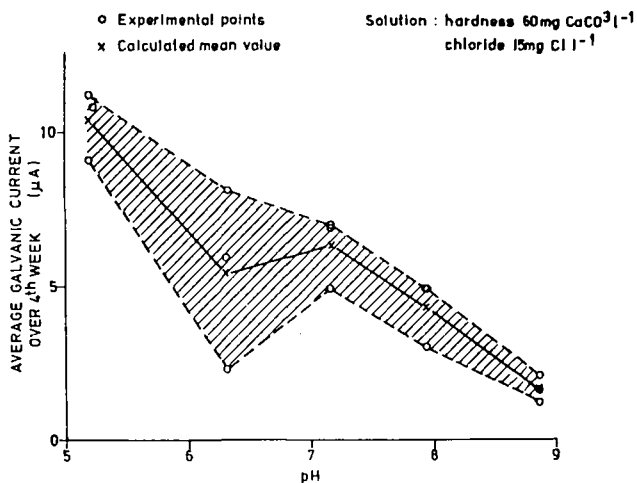


Fig. 7. Average galvanic current over the 4th week vs. pH (2nd experiment)

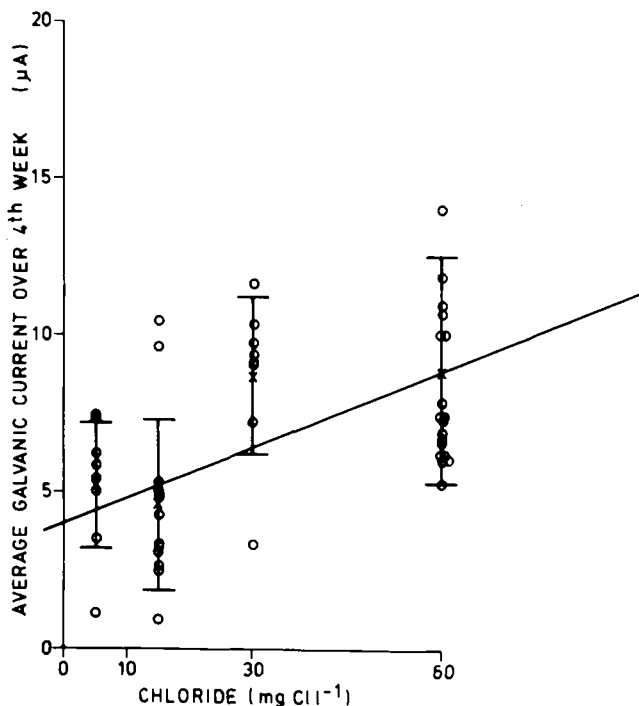


Fig. 8. Effect of chloride.

>99% of soldered joints to be satisfactory even in fairly non-aggressive supplies, pH8 chloride 15mg^l⁻¹, the maximum permissible area exposed in the bore of the tube lies between 0.1-0.5cm² (depending on the percentage reduction in the long term corrosion rate). The calculations also indicate that with no free solder in the bore of the tube, i.e. with only a ring of solder exposed in the crevice between tube and fitting, soldered joints would be satisfactory in all normal potable waters. Of course where very small areas of solder are exposed the water will remove these during the first few months of service life when corrosion rates are much higher. Thus the contamination would be acute in the short term but disappear in the longer term (>~6 months).

The area figures quoted above are very dependent on the particular values chosen for the parameters used in the calculations. Only the corrosion rate is an experimentally determined parameter. However, it is a straightforward matter to repeat the calculations for any other chosen conditions, see reference (14) for details.

5. Conclusions

The rate and nature of the corrosion of tin-lead solder is greatly affected by being galvanically coupled to copper. The galvanic effect can be used to measure corrosion rates. Such tests indicate that decreasing pH and increasing chloride and nitrate stimulate corrosion whereas it is decreased by sulphate and silicate. Carbonate hardness and phosphate are without effect. The corrosion reaction is not stifled by decreasing the solubility of the corrosion product in the water.

Acknowledgements

This work was financed by the Department of the Environment whose permission to present this paper is gratefully acknowledged.

References

1. WALDRON, H. A. & STÖFEN, D. Sub-clinical lead poisoning, London: Academic Press, 1974.
2. AINSWORTH, R. G., BAILEY R. J. et al. Lead in drinking water, Water Research Centre TR43, 1977.
3. MOORE, M. R., MEREDITH, P. A., CAMPBELL, B. C., GOLDBERG, A. P., POCOCK, S. J. Contribution of lead in drinking water to blood lead. *Lancet*, 11:661-62, 1977.
4. DAVID, O., CLARKE, J. and NOELLER, K. Lead and hyperactivity, *Lancet*, Oct. 26, 1972.
5. LANDRIGAN, P. et al. Neuropsychological dysfunction in children with chronic low level lead adsorption. *Lancet*, Mar. 29, 1975.
6. NIELSON, K. Dissolution of materials from service pipes and house installations and its sanitary aspects. International Water Supply Association. 10th Congress, Brighton, England, 1974.
7. DANGEL, R. A. Study of corrosion products in the Seattle Water Department, Jolt distribution system. EPA Report EPA-670/2-75-036, 1975.
8. KARALEKAS, P. C., CRAUN, G. F. HAMMONDS, A. F., RYAN, C. R. and WORTH, D. J. Lead and other trace metals in drinking water in the Boston Metropolitan Area. *New England Water Works Association*, 90:2:150, 1976.
9. LYONS, T. D. B. and LENIHAM, J. M. A. Corrosion in solder jointed copper tubes resulting in lead contamination of drinking water. *Br. Corros. J.* 12, 1977, p41-45.
10. BRITTON, A. and RICHARDS, W. N. Factors influencing plumbosolvency in Scotland. *Jour. Inst. Wat. Eng. & Sci.* Vol. 35, No. 4, July, 1981.
11. JACKSON, P. J. and SHEIHAM, I. Calculation of lead solubility in water. Water Research Centre, Technical Report TR152, 1980.
12. SCHOCK, M. R. Response to lead to dissolved carbonate in drinking water. *Jour. AWWA*, 72 (12), p695.
13. OLIPHANT, R. J. Dezincification of potable water of domestic plumbing fittings. Measurement and control. Water Research Centre. Technical Report TR88, 1978.
14. OLIPHANT, R. J. Contamination of potable water by lead from the corrosion of soldered joints. Water Research Centre. Technical Report in preparation.
15. EVANS, U. R. The corrosion and oxidation of metals. Arnold, London, 1960.
16. JACKSON, P. J. and SHEIHAM, I. WRC laboratory and field experiments. Paper 10 Water Research Centre Seminar on lead in drinking water. March, 1981.
17. ABDUL AZIM, A. A., GOUDA, U. K. SHALABY, L. A. and AFIFI, S. E. Corrosion behaviour of lead in salt solutions. Part I uncoupled lead electrodes. *Br. Corros. J.* 1973 8, p76.

R. J. Oliphant, Water Research Centre, Swindon, Wilts, SN1 2NF, UK.

“CONTAMINATION DE L’EAU POTABLE PAR LE PLOMB PROVENANT DES JOINTS SOUDÉS”

Résumé

Ce rapport décrit une cellule de mesure d’un couple galvanique, qui a été mise au point pour étudier la corrosion des joints soudés en alliage étain-plomb. Les effets des divers paramètres de l’eau sur le taux de corrosion sont indiqués en détail. La réaction n’étant pas limitée par le seuil de solubilité du plomb dans l’eau, la seule façon d’éviter un problème de contamination est d’utiliser des alliages de soudure sans plomb ou des raccords emboîtés par compression.

1. Introduction

Depuis bien des années les implications que peut avoir

sur la santé la présence de plomb dans l’eau potable ont donné lieu à beaucoup d’enquêtes sur les divers aspects du problème¹⁻⁵. Bien que la plus grande partie du travail sur la contamination de l’eau potable ait concerné en premier lieu les tuyaux en plomb, de nombreuses études ont décelé d’autres risques potentiels liés à l’utilisation de ce métal⁶⁻⁸. Dans les bâtiments modernes la source de contamination habituelle réside dans les joints soudés en alliage étain-plomb, qui peuvent continuer à créer des problèmes même après de nombreuses années de service^{9,10}. Au Royaume-Uni, dans le cadre d’un contrat passé avec le Département de l’Environnement, le Centre des Recherches sur l’Eau a étudié le problème particulier de la contamination par le

plomb provenant des joints soudés.

La méthode généralement utilisée dans ce genre d'étude consiste à déterminer la solubilité des produits de corrosion normaux dans les diverses eaux de distribution^{11,12}. La présence, cependant, de métaux différents dans un même joint, alliage de soudure, d'une part, cuivre, d'autre part, permet d'utiliser l'effet galvanique pour obtenir une information plus directe sur la réaction de corrosion. Une telle méthode ayant été utilisée avec succès dans le passé¹³, c'est celle qui a été adoptée dans cette étude.

2. Cellule de mesure de l'effet galvanique

Lorsque deux métaux différents sont placés dans un électrolyte et reliés par un fil en cuivre, ils constituent une cellule électrochimique, c'est-à-dire une pile électrique. Le métal au potentiel le plus faible (l'anode) se corrode et envoie des électrons par le fil électrique (débit d'électricité) au deuxième métal (la cathode) où ils sont absorbés dans une réaction chimique, généralement la réduction de l'oxygène dissous dans l'eau potable aérée. La force du courant est directement liée au taux de corrosion à l'anode et la quantité de charge (courant x temps) correspond à la quantité totale de métal corrodé. Dans un couple cuivre/alliage de soudure le cuivre est la cathode et l'alliage l'anode.

Le schéma de la cellule de mesure de l'effet galvanique mise au point pour cette étude est donné en figure 1 (Page 5). Schématiquement une électrode en alliage de soudure (2 cm²) est reliée par circuit extérieur contenant une résistance nominale de 10 k Ω à une électrode en cuivre (13,5 cm²). Les raccords avec le circuit extérieur sont enrobés de résine époxy, qui recouvre également la face externe de l'anode en alliage. Les détails sur la méthode de fabrication des électrodes sont donnés par ailleurs¹⁴. Le couple galvanique est placé dans un tube à essais fermé par un bouchon avec une entrée et une sortie pour l'eau soumise à l'essai et deux rainures pour les fils du circuit extérieur. Tout l'ensemble est mis dans un bain marie à 20°C, le débit d'eau testée à travers la cellule étant de 50 ml/h environ. Si l'on utilise une pompe péristaltique à canaux multiples, de nombreuses cellules peuvent fonctionner simultanément.

Deux fois par jour la chute de potentiel au travers de la résistance placée sur le circuit extérieur a été mesurée à l'aide d'un voltmètre à affichage numérique. La valeur de la résistance extérieure étant connue, la chute de tension a été convertie en courant galvanique par la loi d'Ohm. L'évolution de l'intensité du courant galvanique pendant quatre semaines reportée sur le graphique de la figure 2 (Page 6), indique l'importance de la corrosion. Pour pouvoir comparer les différentes eaux on a fait la moyenne des 7 derniers jours de lecture, soit graphiquement sur les courbes de corrosion soit par des calculs (pour les détails voir ref. 14).

On a obtenu des renseignements sur les réactions chimiques qui se produisent sur chacune des électrodes en prenant des mesures de polarisation et en construisant des diagrammes d'Evans. Le lecteur peut se référer à la littérature pour les bases théoriques de cette méthode.¹⁵ Sommairement la résistance dans le circuit extérieur a été fixée à diverses valeurs successives et pour chaque valeur le courant galvanique a été déterminé de la façon habituelle. En outre le potentiel de chaque électrode a été mesuré à l'aide d'une référence standard. L'information a été reportée sur un graphique ayant pour coordonnées le potentiel et le courant galvanique (diagramme d'Evans—Figure 3 (Page 6). La ligne supérieure de ces diagrammes représente la réaction cathodique et la ligne inférieure celle de l'anode. Les pentes de ces lignes sont respectivement les résistances de polarisation anodique et cathodique, l'électrode qui a la plus grande valeur

étant celle qui permet de déterminer le taux de corrosion.

3. Les résultats

3.1 Signification des courants de corrosion de la cellule galvanique

Le comportement de la cellule galvanique et l'intensité des courants qu'elle produit dépendent surtout des caractéristiques que l'on s'est arbitrairement fixées pour l'expérience. De ce fait, une part importante de la tâche consiste à déterminer à quel point la cellule de mesure reflète exactement ce que l'on peut attendre dans la réalité d'un véritable joint soudé.

Les courbes de polarisation ont indiqué que les cellules étaient dans leur majorité sous contrôle anodique, c'est-à-dire que le courant dépendait du taux de corrosion du métal de soudure. C'est ce que l'on aurait attendu pour un joint où la zone de soudage aurait été petite par rapport à la zone de cuivre (précisément les conditions de conception de la cellule). Le travail de polarisation montrait aussi que les résistances de polarisation combinées des électrodes étaient élevées (env. 100 k Ω) par rapport à la résistance placée dans le circuit extérieur (10 k Ω) indiquant que cette dernière, qui serait absente dans une situation réelle puisque les métaux différents sont en contact physique, n'a qu'un effet limité sur la valeur du courant produit. En construisant un diagramme de polarisation, il devient possible d'estimer le courant galvanique à prévoir avec une résistance nulle dans le circuit extérieur. L'effet de la résistance de la solution à l'intérieur de la cellule, que l'on pensait être aussi plus élevé que dans la situation réelle, s'est avéré être plus petit.

Une autre partie de ce travail comportait la vérification de la relation existant entre le courant galvanique mesuré et la quantité de plomb corrodé. Ils sont associés par les lois de Faraday mais pour diverses raisons cette relation n'est pas une relation simple. En fait, le courant galvanique peut représenter une partie seulement du courant total de corrosion, c'est-à-dire que le métal de l'anode peut être corrodé par le biais de 'cathodes internes' sur la surface du même métal, et ainsi ne pas contribuer au débit du courant mesuré dans le circuit extérieur. Après avoir corrodé un couple galvanique dans de l'acide nitrique dilué, on a constaté que 20% seulement du plomb en solution correspondait à l'application des lois de Faraday au courant galvanique mesuré. De plus, lorsque le métal de soudure que l'on corrode est un alliage d'étain et de plomb, une fraction seulement du courant obtenu proviendra de la corrosion du plomb. La valeur précise de cette fraction dépendra de la composition du métal de soudure et peut-être aussi de zones distinctes correspondant à différentes phases de l'alliage effectivement exposées à la surface de l'électrode.

La figure 4 (Page 7) donne quelques-uns des résultats de cette étude. Parce qu'il fallait analyser la quantité totale de plomb oxydé, ces expériences ont été réalisées dans des conditions statiques (pour plus de détails voir ref. 14). Des électrodes en plomb ont été utilisées à titre de référence. La charge qui passe dans le circuit extérieur est calculée à partir de l'intensité du courant galvanique et du temps de circulation. L'écart important par rapport à la théorie observé pour le plomb à des valeurs de charge plus élevées venait de la perte de substance des électrodes. En fait, le métal s'était corrodé indépendamment du contact électrique avec la cathode extérieure en cuivre, ajoutant ainsi du plomb à la solution sans participer à la création du courant galvanique mesuré.

Les courbes théoriques tracées sur la figure donnent la quantité de plomb qui aurait été obtenue si

respectivement 100% et 60% du débit du courant observé avaient été produits par la corrosion de ce métal. Les résultats pour l'alliage de 40% d'étain et 60% de plomb indiquent qu'en première approximation, pour cet alliage, une dilution du plomb par l'étain produit simplement une réduction proportionnelle de la quantité de plomb corrodé pour un même débit de courant, c'est-à-dire que la phase plomb de l'alliage n'est pas attaquée préférentiellement.

Dans la réalité, pour un joint soudé, la quantité totale de plomb corrodé est différente de la quantité qui pénètre dans la phase eau et contamine la distribution. (Une partie du plomb reste sur la surface du métal en couche de produit de corrosion). Par la suite, d'autres expériences ont été réalisées dans des conditions statiques, mais seul a été déterminé le plomb contaminant la phase eau—voir figure 5 (Page 7). On peut présumer d'après les résultats donnés à la figure 4 que la quantité totale de plomb corrodé suit la courbe théorique des 60%. Ainsi au début seule une petite partie du plomb apparaît dans l'eau, mais au fur et à mesure que la couche de corrosion se complète, le pourcentage augmente peu à peu. Si la courbe de la figure 5 était prolongée, elle deviendrait finalement parallèle à la ligne théorique des 60%. Au-delà de ce point tout le plomb corrodé ultérieurement apparaîtrait dans l'eau, c'est-à-dire que la couche de corrosion aurait atteint une épaisseur d'équilibre, toute épaisseur supplémentaire aboutissant en définitive dans l'eau elle-même. Les résultats donnés—figure 5—étaient obtenus dans des conditions statiques, mais bien évidemment dans la réalité le joint soudé est soumis au décapage résultant de l'écoulement de l'eau, ce qui facilite le transfert du produit de corrosion. On peut en conclure qu'après une période de mise en régime le courant galvanique donne une mesure directe du taux moyen de contamination de l'eau par le plomb.

Les travaux réalisés sur les tuyaux de plomb avaient mis en évidence la régulation de la solubilité du produit de corrosion du plomb dans les eaux étudiées.^{11,12,16} L'étude actuelle a montré qu'avec une stimulation galvanique il n'en est pas de même et que l'on peut atteindre des concentrations de plomb deux ou trois fois plus élevées que la concentration d'équilibre. La figure 6 (Page 7) montre les résultats que donnent les couples galvaniques pour une série de solutions présentant des duretés carbonatées différentes. Les concentrations de plomb dissous dans l'eau que l'on obtenait ne sont pas corrélées à la dureté de l'eau et tous les résultats sauf deux sont bien au-dessus de la concentration d'équilibre. Les résultats observés montrent en fait une corrélation meilleure avec les courants galvaniques eux-mêmes. Evidemment, lorsque la concentration d'équilibre est dépassée, le plomb en sédentaire est présent sous forme de produit de corrosion précipité. Un couple galvanique a été corrodé dans un litre d'eau, en contact avec l'atmosphère, pendant 17 mois. A la fin de cette période le courant galvanique ne représentait plus que 10% de la valeur atteinte lors de la 4^{ème} semaine et il y avait un précipité visible de produit de corrosion au fond de la solution. Lorsque ce dernier fut dissous avec de l'acide, on obtint une concentration de plomb de 2,5 grammes par litre. Si, dans l'espace clos d'un tuyau, le taux d'oxygène dissous peut être considéré comme le facteur limitant, il en résulte que pour une concentration de 8 mg d'oxygène par litre (taux de saturation à 20°C), et une utilisation à 60% du courant galvanique généré pour la corrosion du plomb, la concentration de plomb obtenue par le calcul¹⁴, avant que l'épuisement de l'oxygène n'arrête la réaction, serait de 68,4 mg de Pb/litre.

La conclusion pratique de cette partie de l'étude est que, si petite que soit la surface de soudure exposée dans l'alésage du tube, à condition que le temps de

séjour de l'eau dans le tuyau soit suffisamment long, la concentration maximale admissible pour le plomb dans l'eau potable sera toujours dépassée.

3.2 Effet des divers paramètres constitutifs de l'eau sur le taux de corrosion observé

On a retenu dans cette étude les paramètres suivants: pH, conductivité, dureté carbonatée, chlorures, nitrates, sulfates, phosphates, silicates et présence de dépôts dans les tuyaux. Les paramètres n'ayant pas d'effet sur le taux de corrosion étaient la conductivité (ce qui n'est pas étonnant après les études sur la polarisation), la dureté carbonatée ainsi que les pyro- et ortho-phosphates. Ces derniers sont intéressants parce que l'addition d'ortho-phosphates est une méthode recommandée pour maîtriser la contamination de l'eau par les tuyaux en plomb¹⁶.

Les facteurs pour lesquels on a obtenu une augmentation de la vitesse de corrosion sont la diminution du pH et l'augmentation des chlorures et des nitrates—ref. figures 7 (Page 8) et 8 (Page 8). L'influence des nitrates était en fait très faible. Il s'est avéré que les sulfates et les silicates diminuaient la vitesse de corrosion. Chose intéressante, la quantité de sulfates requise pour obtenir l'inhibition dépendait de la concentration en chlorures de l'eau. Un rapport entre les sulfates et les chlorures égal à 2 donnait des taux de corrosion très bas et des couches de produit de corrosion très minces et cristallines. L'effet des silicates montrait une sensibilité semblable aux chlorures.

Le résultat le plus étonnant a été obtenu par les dépôts dans les conduites. Dans les essais, les dépôts prélevés dans les conduites ont été placés juste au-dessus du métal de soudure de telle sorte que les matériaux filtrés puissent s'écouler sur la face de l'électrode. Bien que cette opération conduise à une augmentation anticipée du niveau des chlorures, le taux de corrosion a été réduit. D'autres études ont révélé que les dépôts utilisés étaient à base de chlorure de zinc et que le zinc, filtré en même temps que les chlorures, était un inhibiteur de corrosion. Nous ne pensons pas, cependant, pouvoir recommander d'utiliser les dépôts dans les conduites pour résoudre le problème, car des dépôts trop élevés risquent d'augmenter les transferts du métal de soudure.

4. Discussion

Bien que l'effet galvanique de couple métal de soudure/cuivre stimule grandement la corrosion du premier d'entre eux, les taux de corrosion restent très faibles en valeur absolue et il n'est pas question de rupture mécanique d'un joint bien fait. Pour les taux de corrosion les plus élevés observés lors de ces travaux, la rupture du joint prendrait 40 ans, et pour les taux plus courants, il faudrait plus de 100 ans. Cependant, la contamination résultant de la corrosion n'est pas négligeable, étant donné que la concentration maximale admissible est très faible pour le plomb et peut-être importante dans le cas de faibles débits d'écoulement.

La grande différence entre la corrosion des tuyaux en plomb et celle des joints soudés est que le joint, stimulé galvaniquement, n'est pas régulé par la solubilité du dépôt de corrosion dans la distribution. D'autres chercheurs ont aussi trouvé que le tuyau en plomb aux abords de la jonction avec le cuivre de la distribution intérieure domestique se comporte assez différemment du reste du tuyau.¹⁰ Cette étude a indiqué d'autres différences entre la situation du plomb couplé et celle du plomb non couplé, par exemple dans ce dernier cas une augmentation des chlorures diminue en fait le taux de corrosion.¹⁴ D'autres chercheurs ont soutenu cette observation.¹⁷

Etant donné qu'aucun effet immédiat ne joue pour amortir rapidement la corrosion des joints soudés, le

niveau de la contamination par le plomb est régulé par:

- (a) la partie du métal de soudure exposée dans l'alésage du tube
- (b) le courant de corrosion galvanique à long terme
- (c) le temps de séjour de l'eau dans le tuyau
- (d) la température de l'eau.

En utilisant des valeurs types pour les paramètres ci-dessus, il est possible de prévoir par le calcul quel sera le niveau de contamination des joints soudés pour différentes eaux. Les détails de ces calculs sont donnés par ailleurs.¹⁴ Sommairement, les calculs ont été effectués en fonction de la surface maximale admissible du métal de soudure exposée dans l'alésage du tube qui ajouterait 0,1 mgPb par litre après 16 heures de contact. Cette norme fixe la valeur pour le temps de séjour de l'eau dans le tuyau. On s'est fixé une température de l'eau de 20°C et l'on suppose que la quantité de métal corrodé varierait proportionnellement à la surface exposée. (Cette dernière supposition conduit, on le sait, à une sous-estimation dans les calculs.)

A partir du nombre de raccords par longueur unitaire de cuivre que donnent les schémas-types des entrepreneurs, on peut calculer le volume d'eau qui dilue les matériaux corrodés. Les valeurs utilisées, 1 raccord par mètre pour un tube à trempe dure et 1 raccord tous les 2 mètres pour un tube à trempe demie-dure, ont été également retenues par les autres chercheurs qui ont étudié les réseaux de distribution intérieure.⁹ Les taux de corrosion galvanique à long terme ont été déterminés sur 5 à 17 mois. Ils indiquent que le courant galvanique se stabilise à une valeur comprise entre 50 et 10% de la valeur moyenne de la 4^{ème} semaine. D'autres chercheurs confirment la valeur la plus basse de la fourchette et estiment qu'elle se maintient ensuite pendant plusieurs années.⁹

Les calculs effectués sur ces bases montrent que, pour obtenir l'assurance que plus de 99% des joints soudés seront satisfaisants même dans des distributions assez peu agressives—pH8, chlorures 15 mg/l, la surface maximale admissible exposée dans l'alésage du tube est comprise entre 0,1 et 0,5 cm² (selon le pourcentage de réduction que donne à long terme le taux de corrosion). Les calculs indiquent aussi que si la

soudure n'est pas en contact avec l'eau dans l'alésage du tube, c'est-à-dire si elle se limite à un anneau entre tube et raccord, les joints soudés sont sans doute satisfaisants dans toutes les eaux potables normales. Evidemment, lorsque de très petites surfaces de métal de soudure sont exposées, l'eau les enlèvera pendant les premiers mois de service, pour lesquels les taux de corrosion sont beaucoup plus élevés. Ainsi la contamination serait forte à court terme mais disparaîtrait à plus long terme (96 mois).

Les surfaces indiquées ci-dessus dépendent surtout des différentes valeurs choisies pour les paramètres utilisés dans les calculs. Seul le taux de corrosion est un paramètre déterminé expérimentalement. Cependant, il est facile de reprendre les calculs dans les autres conditions que l'on désire (voir ref. 14 pour plus de détails).

5. Conclusion

Le taux et la nature de la corrosion d'un alliage de soudure étain-plomb changent beaucoup lorsqu'il se forme un couple galvanique avec le cuivre. L'effet galvanique permet de mesurer les taux de corrosion. Les essais effectués indiquent qu'une diminution du pH de même qu'une augmentation des chlorures et des nitrates stimulent la corrosion tandis que les sulfates et les silicates la diminuent. La dureté carbonatée et les phosphates sont sans effet. La réaction de corrosion n'est pas amortie par la diminution de solubilité du produit de corrosion dans l'eau. Pour éviter une contamination inacceptable de la distribution, il est nécessaire de contrôler rigoureusement la surface du métal de soudure en contact avec l'eau dans l'alésage du tube. Le seul moyen efficace d'y parvenir consiste à utiliser des alliages de soudure sans plomb ou des raccords emboîtés par compression.

Remerciements

Cette étude a été financée par le Département de l'Environnement qui a donné son autorisation pour la présentation de cette contribution. Qu'il soit remercié ici.

F. Theiler, Swiss Federal Laboratory for Testing Materials.

"IMPROVED TEST METHODS FOR ASSESSMENT OF WATER CORROSIVITY"

Internal corrosion in domestic water supply systems is a rather complex process. The factors which affect corrosion attack are:

- i) water (chemical and physical properties)
- ii) operating conditions (temperature, stagnation, flow rate)
- iii) pipe material/plumbing (zinc coating, fitting and lay-out of pipes).

In practical scale corrosion testing a meticulous control of these factors is therefore of primary importance.

After several unavailing attempts we found the following test rig highly effective: 40 test pipes, 100 mm long and composed of 3/4" galvanized steel are connected by specially designed pipe couplings. These chrome-plated couplings provide water tightness by means of O-rings thus avoiding the necessity of a thread on the test pipe (which would cause unsuitable mass loss due to mechanical abrasion). Each test rig of 40 pipes is held in horizontal position by two clamps, one fixed, the other adjustable. Fine filters of 20 µm mesh size before and after the test rig prevent the

entrance of undesired particles and the uncontrolled escape of any coarse corrosion products.

The composition of the water under test is varied by adding small quantities of a concentrated solution, e.g. nitrate, silicate, hydroxide. For our experiments we have chosen the same operating conditions as our German colleagues (Kruse, Stichel, Rückert) namely 12 min flow of 0,5 m/s followed by a 48 min pause for 12 h a day followed by a 12 h stagnation period. Two different types of galvanized steel pipe were used: a high quality zinc coating, in accordance with DIN 2444, having a smooth surface, and a coarse zinc coating, having a rough and already oxidized zinc surface.

Two test waters were chosen, which are known for their stable composition, namely ground water of Dübendorf and lake water of Lake Zurich. The corrosion rate was determined as mass loss per area (g/m²).

Results

The corrosivity of the test water was only slightly increased by the addition of nitrate, see Fig. 1. However, microscopic examination of the corroded zinc surface revealed a more localized attack for nitrate con-

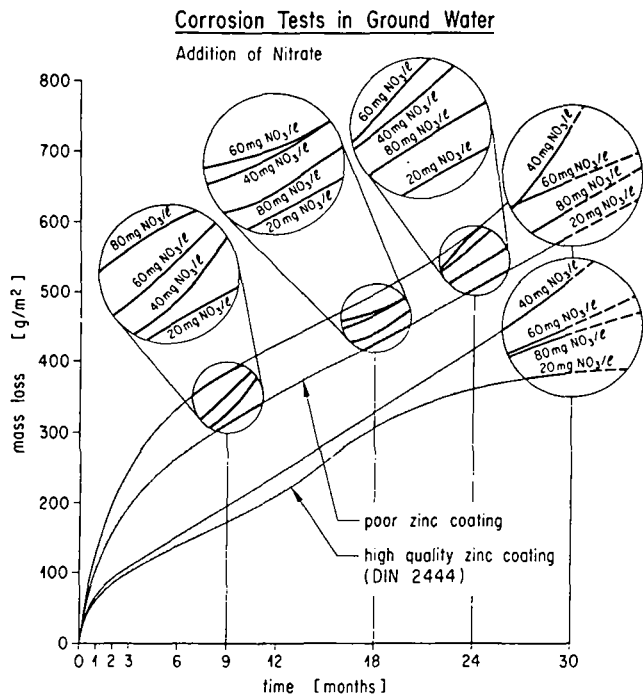


Fig. 1.

centrations exceeding 40 mg/l. This level corresponds to the critical nitrate concentration for the possible beginning of localized corrosion which was calculated

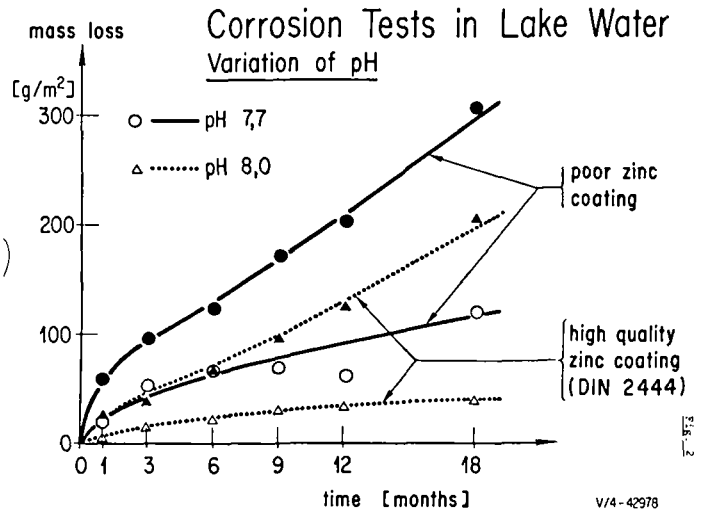


Fig. 2.

according to DIN 50930/3 and found to be in the order of 30 mg/l for ground water.

The raise in pH (carried out in the Lengg Lakewater Plant by adding calcium hydroxide) produces a remarkable decrease of the water corrosivity, see Fig. 2. This encouraging conclusion might be of use to other water works in their struggle against internal corrosion in domestic water supply systems.

Our test rigs have proved to be very effective so far in producing reliable and reproducible results for the assessment of water corrosivity.

Current trends in design and construction of reinforced and prestressed concrete retaining structures

Tendances actuelles en matière de conception et de construction de structures en béton précontraint destinées à retenir ou à stocker l'eau

Author: L. Atquet (Belgium)
Auteur: L. Atquet (Belgium)
Leading Contributors: R. V. C. Loadman & C. J. Stokes (UK)
Contributeurs: R. V. C. Loadman & C. J. Stokes (UK)
Principaux: R. V. C. Loadman & C. J. Stokes (UK)

Library
International Reference Centre
for Community Water Supply

Ir L. Atquet, CIBE, Bruxelles, Belgique.

Engineering studies carried out on some ten water tanks for the CIBE and for third parties have convinced us that it is possible to construct large and perfectly watertight tanks without recourse to the application of costly sealing materials which have sooner or later to be renewed.

These structures possess all the characteristics and facilities needed for surveillance and operation and can be built at normal cost or less.

Let us consider briefly the effects of shrinkage and heat changes.

Concrete shrinkage

Concrete shrinkage depends on many factors of which we will here consider only the two most important: the age of the concrete and the environmental conditions in which the phenomenon occurs.

In an environment of average humidity, the total shrinkage amounts to $27 \cdot 10^{-5}$. This figure may drop to $11.5 \cdot 10^{-5}$ if the air is very damp, but may rise to $38 \cdot 10^{-5}$ in very dry air.

When the concrete is immersed in water, shrinkage stops.

We may therefore conclude that shrinkage of the tank bottom virtually ceases as soon as the tank is placed into service.

In the case of a 40 cm thick wall, shrinkage takes place over a period of ten years and achieves half its ultimate value after one year.

To relate the effect of shrinkage to the contraction due to changes in temperature we may point out that the total shrinkage of an element corresponds to a temperature drop of 27°C . The coefficient of thermal expansion is in fact 10^{-5} .

If the amount of shrinkage to be considered extends only over one year or six months, the partial shrinkage concerned will correspond to a temperature drop of 14 or 7°C .

The combined effect on a slab of shrinkage and heat changes

Take the case of a concrete slab poured on the ground and used to form the bottom of a tank.

Suppose that this slab is unable to move either

because it is anchored to the foundations or because of the loads which it supports and which prevent it from sliding. If site work continues for six months, the effect of the shrinkage will correspond to a temperature drop of about 7°C . If a temperature drop of 10°C also occurs, the unit contraction of the concrete should amount to:

$$\epsilon = \alpha \Delta t = 10^{-5} 17$$

If, as we have postulated, this contraction is unable to occur, then the tank bottom will undergo an elastic elongation which will cancel the precluded contraction and set up stresses of:

$$\sigma = E \epsilon = 10^{-5} 17 \cdot 3 \cdot 10^5 = 51 \text{ kg/cm}^2 \approx 500 \text{ N/cm}^2$$

The slab in question will therefore suffer extensive cracking.

In order to prevent such cracking, it might occur to one to provide a series of expansion joints to allow movement of the slab.

To do this, it is necessary to provide a perfectly flat bottom support not solidly anchored to the tank bottom so as to allow relative movements of the two juxtaposed faces. In spite of these precautions, the coefficient of friction is high and movements are hindered by the weight of the tank bottom and the water on top.

Taking a slab of unit width supporting a total weight of 7000 daN/m^2 , the tensile load one metre from the joint will be:

$$7t \times \varphi = 7t \times 0.8 = 5,600 \text{ daN}$$

To limit the tensile stresses and the resulting cracks a large number of joints have to be provided.

The design of tank bottoms

The foregoing considerations have led us to place the bottoms of our tanks on neoprene supports located about 3 metres apart. The tank bottom is therefore reinforced so as to transmit the weight of the water to these supports.

As the horizontal loads needed to deform the supports are modest, the stresses resulting from shrinkage and heat changes assume negligible proportions.

Two sets of circumstances arise:

—The state of the ground or the level of the tank

bottom in relation to that of the supporting terrain necessitates the provision of independent foundations (piling, footings, etc.);

—The ground is satisfactory and at a level corresponding to that of the tank bottom.

In the former case, our solution is less costly than that requiring expansion joints and sealing materials.

The empty space which can be provided between the ground and the tank bottom enables the watertightness of the tank to be permanently and effectively monitored and any water which may leak out to be drained off. The space can also be used to accommodate the inlet and outlet pipes and any other equipment required.

In the second case we recommend the use of the method in spite of its somewhat higher cost.

The tank wall

The vertical wall with the most to recommend it is the circular wall supported on the bottom advocated by us which is able to expand and contract freely.

The thickness of the wall varies between 30 and 40 cm. Working conditions make it inadvisable to go below 30 cm, i.e. the space requirements of cables and reinforcements and the placing and vibration of the concrete at a height of at least 5 metres.

On the other hand, even with depths of water of ten metres or more it is seldom necessary, for strength reasons, to adopt a wall thickness of more than 40 cm.

The problem posed by the wall therefore involves investigation of:

- 1) The most economic distribution of the prestressing cables so as to ensure the complete stability of the structure;
- 2) The vertical and horizontal reinforcements;
- 3) The method of connecting the wall to the tank bottom and the tank cover.

We have published in the Belgian Public Works Year-Books a detailed study which enables those concerned to program the calculation of circular walls on small electronic machines such as the HP41. It is possible in this way to determine the curves of the bending moments M_x at any point located at a distance x above the tank bottom, the shear load T_x and the normal stress N_x .

These values relate to any externally applied load, including the hydrostatic pressure, as well as to temperature changes and the effects of shrinkage.

We shall now outline the nature of the effects which these variables have on circular walls.

The effects of temperature changes and shrinkage

If the tank were able to expand freely in response to a uniform temperature throughout its mass it would not be subjected to any thermal stress despite the temperature changes imposed on it. We have made this free expansion possible by placing the tank bottom on neoprene supports.

This technique, which eliminates almost totally any thermal stresses in the bottom, would also eliminate them throughout the entire structure if this were subject only to uniform changes in temperature. Unfortunately, the differences between the atmospheric temperature and that of the water flowing into the tank, the differing effects of solar radiation on the cover, the sidewalls and the bottom of the tank, and the shrinkage occurring in the various parts of the tank which are constructed at different times and which may or may not be subject to the effect of the water tend to produce differences in expansion or contraction between the various parts of the tank and thereby set up stresses.

Temperature variations fall into two categories:

- 1) Differences in temperature between two

components of the tank such as the cover and the cylindrical wall (differential shrinkage is analogous to this type of temperature difference);

- 2) Differences in temperature within the thickness of an element, e.g. the temperature gradient between the inner face of the wall in contact with the water and the outer face of the wall exposed to the ambient temperature and to solar radiation.

Temperature differences between two component parts of the tank

A. The effect of a difference in temperature between the tank cover and the wall

If the tank cover is able to expand freely and is subjected to a temperature exceeding that of the wall by Δt , it will move horizontally by an amount W in relation to fixed wall axes.

This movement equals:

$$W_1 = -\alpha \Delta t R$$

The negative sign is due to the fact that values of W are positive towards the inside of the tank.

If the tank cover and the upper edge of the wall are joined together—by an unrecessed joint—the expansion of the cover will cause the edge of the wall to move, thereby setting up a horizontal stress F at the top of the wall. This load F exerted by the tank cover on the wall induces very severe tensile stresses N_x in the top of the wall together with bending moments M_x .

We shall see in the actual example which we are going to analyze that this joint leads to no appreciable reduction of the tensile or bending loads due to the hydrostatic pressure. As a union with the tank cover offers only disadvantages, we advocate an expansion joint between the cover and the wall, the more so since such a joint is easy to make and poses no sealing problem as it is situated above water level.

B. The effect of a difference in temperature between the tank bottom and the wall

Although a similar situation can occur between the tank bottom and the wall it is recommended that the wall should be simply anchored or embedded in the bottom. The difference in the concept of the union joining the two parts of the tank is explained by the following three factors:

- 1) The union results in an appreciable improvement in the stresses induced in the wall by the hydrostatic thrust.
- 2) The engineering of a completely watertight joint is difficult and risky.
- 3) The temperature differences between the tank bottom and the wall are appreciably smaller, and the effects of shrinkage can be considerably mitigated both by the design of the structure and by the methods used in construction.

In the case of buried tanks, significant temperature differences between the two parts need not be feared, and it is necessary only to allow for possible differential shrinkage between the two parts which have not been placed at the same time.

On the other hand, where the tank is wholly above ground the mean wall temperature may drop below zero in very hard winters.

Temperature differences in the wall thickness

Differences in temperature may also occur in the wall thickness. In winter, the temperature of the outer face may drop to -2°C whereas the inner face of the wall, heated by water drawn from underground, is

maintained at +6°C. A temperature gradient of 8°C is thus created between the two faces. If the gradient is linear, the temperature of the neutral fibre will be 2°C.

To shed light on the phenomena caused by this temperature gradient in the wall thickness of the cylindrical shell, we shall analyze firstly the behaviour of an annulus of unit height and secondly that of a column cut from the wall.

An annulus of thickness e subjected to the aforementioned temperature gradient will assume a radius R whose length will correspond to the temperature of 2°C of the neutral fibre (Fig. 1) (Page 6).

Because of the symmetry, the fibres external to the neutral fibre and at a temperature below 2°C are unable to contract.

Conversely, the fibres internal to the neutral fibre and at a higher temperature are unable to expand.

The shape of the annulus will therefore be that corresponding to an annulus subjected to a uniform temperature of 2°C.

If the fibre of the outer face had not been connected to the other fibres of the annulus, it would have contracted in relation to the neutral fibre by:

$$\epsilon = \frac{\alpha \Delta t}{2}$$

However, as the fibre is intimately bonded to the annulus it is unable to contract and therefore gives rise to stresses corresponding to an elastic deformation equal in absolute value but of opposite sign to the thermal strain which has been inhibited:

$$\epsilon = \frac{\alpha \Delta t}{2} = \frac{\sigma}{E}$$

The outside fibre will therefore be subjected to a tensile stress:

$$\sigma = \frac{\alpha E \Delta t}{2}$$

and the entire section to a bending moment:

$$Mf = \frac{\sigma l}{\nu} = \frac{\sigma e^2}{6} = \frac{\alpha E \Delta t e^2}{12}$$

Let us now consider a column cut from the circular wall, defined by two neighbouring vertical planes and subjected to the same temperature gradient.

If the ends of the column are free it can undergo deformation. The outside face will contract by $\alpha \Delta t / 2$ in relation to the neutral fibre and the inner face will expand by the same amount, and all the intermediate fibres will undergo a degree of deformation related to their distance from the neutral fibre.

The column, entirely free at top and bottom, assumes the shape of an arc of a circle in such a manner that no stress is set up.

On the other hand, if all deformation of the column is to be avoided, it is necessary to apply to the top and bottom moments which, if they were acting alone, would cause the column to assume the shape of an arc of a circle having the same radius but of the opposite curvature.

Under the combined action of the temperature gradient and the two moments at the ends, the column will now undergo no deformation but will at all points be subjected to a bending moment equal to the moments applied to its ends. As there is no longer any deformation and the column is subject to the same temperature gradient, the thermal moment in the column will be the same as that in the annulus.

Considering now the cylinder in its entirety, subject to the linear gradient Δt between its outer and inner faces, and assuming, as in the case of the column, that we apply to the upper and lower edges moments per

running metre having the magnitude M which prevent any angular deformation of these edges, we see that the circular wall will not undergo any deformation but that there will exist at all points in the cylinder, on both the vertical and horizontal faces of the elementary cubes, a moment M equal to:

$$M = \frac{\alpha E \Delta t e^2}{12(1-\nu)}$$

The factor $(1-\nu)$ takes account of the slab effect, i.e. the effect of the moments of the vertical faces on the moments present on the horizontal faces and conversely.

In reality, the cylindrical wall is free at the top and either embedded or simply supported at the base.

If, for example, it is embedded, a moment equal and opposite to M is applied at the top and the effect of this moment at all points of the shell is calculated. The actual moment at any point (x) is equal to the sum of the bending moments arrived at in this way by applying the thermal moment M .

The detailed method of calculation and the program are set out in the study referred to earlier.

By way of example, we now analyze two types of tank having the following dimensions:

- radius: 16 m
- depth of water: 10 m
- wall thickness: 0.40 m

If the wall is simply supported at the base and free at the top, the hydrostatic pressure produces the loads shown in graph 1A (Page 7).

The stresses N_x are positive to the left of the graph. These are tensile stresses corresponding to outward movements of the wall.

The stresses M_x are positive to the right. Here, the tensile stresses are exerted on the inner face of the tank.

The normal tensile stress attains a value of 110,000 daN/m in the area from 2 to 4 metres above the tank bottom, while the negative bending moment reaches 60,000 Nm at 1.5 above the bottom. If the tank is completely buried, the temperature differences between the bottom and the wall and the temperature gradients through the wall thickness are negligible.

The effect of shrinkage is likewise small (graph 2A) (Page 7). The concreting of the tank bottom precedes the placing of the wall by about 2 months. As the bottom is largely composed of prefabricated slabs, it may, as a precautionary measure, be assumed that the placing of the bottom precedes that of the wall by an average of three months.

The wall is concreted on neoprene supports with joints every 24 m approximately. The joints are made at least 20 days prior to prestressing. Prestressing is followed by the concreting of the encircling beam which acts as base support for the wall. From this time onwards, i.e. six months after completion of the bottom and three months after the main concreting of the wall, the union will prevent the differential shrinkage of the wall in relation to the bottom.

This differential shrinkage represents about 15% of the total shrinkage of the concrete and is equivalent to a temperature drop of $0.15 \times 27^\circ = 4^\circ\text{C}$ between the wall and the bottom. This difference will, however, become smaller because of the countervailing effect of the creep occurring in the prestressing steels. It is therefore necessary to take account of graphs 1A and 2A when working out the wall dimensions of a buried tank.

Where the tank stands on the ground, and even more so when it is raised above ground, temperature differences may occur in the thickness of the wall or between the wall and bottom of the tank. In our examples we restrict ourselves to temperature differences which give rise to normal stresses additional to those caused by the hydrostatic thrust. For example, when the tank is filled with water at 6°C, it may be

supposed that the temperature of the outside face can drop to -2°C .

In this case we have a gradient of 8°C in the wall and the mean wall temperature, i.e. the temperature at the neutral fibre, will be 4°C below that of the tank bottom, assuming this to be at the same temperature as the water.

This gives us graph 3A (Page 7) and, lastly graph 4A (Page 7), which summarizes the previous results.

To withstand the stresses set up by these combined loads it is necessary to investigate the proper distribution of the prestressing cables. The cables are stressed before the wall is joined to the bottom by the encircling beam at its base.

The curve showing the stresses N_x due to prestressing is marked in graph 4A. The algebraic sum of this curve and the curve due to external loads gives us a resultant representing the compression at any point in the wall.

If we take the same example with the base of the wall embedded we arrive in similar manner at graphs 1B, 2B, 3B and 4B (Page 8).

There are two observations to be made:

- 1) At the base, the hydrostatic pressure causes a large moment at the point where the wall is embedded. However, this is cancelled out by the moment due to

the prestressing at the base of the wall. Prestressing is in fact usually carried out when the base of the wall is embedded.

When the tank is empty, this moment acts on its own and the dimensions of the wall and bottom reinforcement must be calculated with this in mind.

- 2) Where prestressing is applied to a wall fixed to the tank bottom it is impossible to induce compressive stresses in the base of the wall.

This is apparent in graph 4B, from which it is clear that tensile stresses due to shrinkage and the effects of temperature persist in spite of the prestressing.

In these circumstances it is therefore necessary to protect the base of the wall from differential variations in relation to the tank bottom and to provide circumferential tensile reinforcements.

These two examples do not exhaust the whole range of considerations necessary to ensuring good tank performance. The case of the empty tank subject to wider temperature variations must, of course, be examined.

What is more, we have looked at modest temperature conditions. In tropical countries, and even in our own, if minimum protective measures are not taken, allegedly secondary phenomena acquire a fundamental importance affecting the integrity of the structure.

Ir. L. Atquet, CIBE, Bruxelles, Belgique

Les études d'une dizaine de réservoirs pour la CIBE et pour des tiers nous ont convaincus qu'il était possible de réaliser des réservoirs de grandes dimensions parfaitement étanches sans avoir recours à des chapes d'étanchéité coûteuses dont le renouvellement doit être prévu à plus ou moins long terme.

Ces ouvrages présentent toutes les qualités et dispositions souhaitées pour la surveillance et l'exploitation et peuvent être construits dans des conditions économiques normales sinon avantageuses.

Une brève reprise en considération des effets du retrait et des variations thermiques s'impose.

Le retrait du béton

Il dépend de nombreux facteurs mais nous ne retiendrons ici que les deux principaux: l'âge du béton et les conditions d'ambiance dans lesquelles se déroule le phénomène.

Dans une ambiance d'humidité moyenne, le retrait total est de $27 \cdot 10^{-5}$. Cette valeur peut descendre à $11,5 \cdot 10^{-5}$ lorsque l'air est très humide et par contre atteindre $38 \cdot 10^{-5}$ dans l'air très sec.

Lorsque le béton baigne dans l'eau, le phénomène de retrait s'arrête.

On peut donc conclure que ses effets seront quasi terminés pour le radier dès la mise en service du réservoir.

Pour une paroi de 40 cm d'épaisseur, le retrait se produira sur une période de dix ans et aura atteint la moitié de son ampleur après un an.

Afin de situer l'incidence du retrait par rapport au rétrécissement dû aux variations de température, on peut dire que le retrait total d'une pièce correspond à une chute de température de 27°C . En effet, le coefficient de dilatation thermique vaut 10^{-5} .

Si le phénomène de retrait à prendre en considération ne s'étend que sur une période d'un an ou de six mois, ce retrait partiel correspond à une chute de température de 14 ou de 7°C .

Effet combiné du retrait et des variations thermiques sur une dalle

Soit une dalle en béton, coulée sur le sol et qui servirait

de fond à un réservoir.

Admettons que cette dalle ne peut se mouvoir soit à cause des liaisons avec les fondations, soit à cause des charges qu'elle supporte et qui l'empêchent de glisser. Si la durée du chantier est de six mois, l'effet du retrait correspond à une chute de température de l'ordre de 7° . Si une baisse de température de 10° survient en plus, le raccourcissement unitaire du béton devrait être

$$\epsilon = \alpha \Delta t = 10^{-5} \cdot 17$$

Si ce raccourcissement comme nous l'avons admis ne peut se produire, le radier sera soumis à un allongement élastique qui annule ce raccourcissement impossible et engendre des tensions:

$$\sigma = E\epsilon = 10^{-5} \cdot 17 \cdot 3 \cdot 10^5 = 51 \text{ N/cm}^2 \approx 500 \text{ N/cm}^2$$

Cette dalle sera donc largement fissurée.

Pour éviter cette fissuration, on pourrait imaginer la création d'une série de joints de dilatation qui permettraient les mouvements de la dalle. A cette fin, il faut prévoir un sous-radier parfaitement plan et le désolidariser du radier pour permettre le glissement des deux faces en présence. Malgré ces précautions, le coefficient de frottement reste élevé et le poids du radier et de l'eau qu'il supporte contrarie les mouvements.

Si nous considérons une dalle de largeur unitaire portant un poids total 7000 da N/m^2 , l'effort de traction à un mètre du joint sera de

$$7t \cdot \varphi = 7t \cdot 0,8 = 5.600 \text{ daN}$$

Pour limiter les efforts de traction et par conséquent les fissurations, il faudrait prévoir un nombre élevé de joints.

Conception des radiers

Les considérations qui précèdent nous ont amené à poser les radiers de nos réservoirs sur des appuis en néoprène dont l'écartement est d'environ 3 mètres. Le radier est donc armé pour reporter le poids de l'eau sur ces appuis.

Comme les efforts horizontaux nécessaires pour déformer ces appuis sont faibles, les tensions qui résultent du retrait et des variations thermiques deviennent négligeables.

Deux cas se présentent:

- l'état du sol ou le niveau du radier par rapport à celui du terrain porteur entraîne la réalisation de fondations indépendantes (pieux, semelles, ...);
- cas du bon sol, lorsque son niveau convient à celui du radier.

Dans le premier cas, notre solution est moins coûteuse que celle exigeant des joints de dilatation et des chapes d'étanchéité.

Le vide qu'on peut ainsi créer entre le sol et le radier permet un contrôle parfait et permanent de l'étanchéité et le drainage des eaux provenant d'une fuite éventuelle; il présente également l'espace nécessaire pour loger les tuyauteries d'entrée et de sortie et tout autre appareillage désiré.

Dans le deuxième cas, nous préconisons cette méthode malgré le coût légèrement supérieur de cette solution.

La paroi

La paroi verticale la plus avantageuse est la paroi circulaire posée sur le radier librement dilatable et contractable que nous préconisons.

L'épaisseur de la paroi varie entre 30 et 40 cm. Il n'est pas indiqué de descendre au-dessous de 30 cm pour des questions d'exécution: encombrement des câbles et des armatures, mise en place et vibration du béton sur une hauteur d'au moins 5 mètres.

Par contre, même pour des hauteurs d'eau de l'ordre de dix mètres et plus, il est rarement nécessaire, pour des raisons de résistance, d'adopter une épaisseur supérieure à 40 cm.

Le problème de la paroi consiste donc à rechercher:

- 1°) la répartition des câbles de précontrainte la plus économique garantissant la tenue parfaite de l'ouvrage;
- 2°) l'armaturage vertical et horizontal;
- 3°) le mode de liaison de la paroi avec le radier d'une part et avec la couverture d'autre part.

Nous avons publié dans les Annales des Travaux Publics de Belgique, une étude détaillée qui permet de programmer le calcul des parois circulaires sur des petites machines électroniques telles que des HP41. Peuvent être ainsi déterminées, les courbes des moments fléchissants M_x en tout point situé à une distance x au-dessus du radier, l'effort tranchant T_x et l'effort normal N_x .

Ces valeurs s'obtiennent pour tout effort extérieur dont la pression hydrostatique ainsi que pour les variations thermiques et les effets du retrait.

Nous pouvons esquisser ci-dessous la nature des effets de ces variations sur les parois circulaires.

Effets des variations thermiques et du retrait

Si le réservoir pouvait se dilater librement tout en étant soumis à une température uniforme dans toute sa masse, il ne serait l'objet d'aucune tension thermique malgré les variations de température auxquelles il serait soumis. Nous avons rendu possible cette libre dilatation en posant le radier sur des appuis en néoprène.

Cette technique qui supprime quasi totalement les tensions d'origine thermique dans le radier, les supprimerait également dans tout l'ouvrage si celui-ci ne subissait que des variations thermiques d'ensemble uniformes. Malheureusement, les différences entre la température atmosphérique et celle de l'eau qui pénètre dans le réservoir, l'action du rayonnement solaire différentiel sur la toiture, la jupe et le radier, le phénomène de retrait des diverses parties du réservoir dont l'exécution est échelonnée dans le temps et qui sont soumises ou non à l'influence de l'eau ont tendance à provoquer des dilatations ou des

contractions différentielles entre les divers éléments du réservoir et à engendrer ainsi des tensions.

On peut distinguer deux sortes de variations thermiques:

1. soit une variation entre deux parties constituantes du réservoir comme la toiture et la paroi cylindrique (le retrait différentiel est assimilé à ce type de variation thermique);
2. soit une variation au sein de l'épaisseur d'un élément, par exemple: la variation de température entre la face interne de la paroi, en contact avec l'eau, et la face externe, exposée à la température ambiante et au rayonnement solaire.

Variation thermique entre deux parties constituantes du réservoir

A. Effet d'une variation thermique entre la toiture et la paroi

Si la toiture est librement dilatable et soumise à une température supérieure à celle de la paroi de Δt , elle subit un déplacement horizontal W par rapport à des axes fixés à la paroi.

Ce déplacement vaut:

$$W_1 = -\alpha \Delta t R$$

Le signe négatif provient du fait que W est compté positivement vers l'intérieur du réservoir.

Si la toiture et le bord supérieur de la paroi sont reliés entre eux—liaison sans encastrement—la dilatation de la toiture entraînera un déplacement du bord de la paroi et par conséquent exercera un effort horizontal F en tête de celle-ci. Cet effort F exercé par la toiture sur la paroi provoque des efforts de traction N_x très importants dans le haut de la paroi, ainsi que des moments fléchissants M_x .

Nous verrons dans l'exemple concret que nous allons analyser, que cette liaison ne permet aucune atténuation sensible des efforts de traction, ni de flexion sous l'effet de la pression hydrostatique. Comme une liaison avec la toiture n'apporte que des désavantages, nous préconisons un joint de dilatation entre la toiture et la paroi d'autant plus que sa réalisation est aisée et ne pose aucun problème d'étanchéité puisqu'il se trouve au-dessus du plan d'eau.

B. Effet d'une variation thermique entre le radier et la paroi

Quoiqu'un phénomène analogue puisse se manifester entre le radier et la paroi, il est indiqué de réaliser un appui simple ou d'encastrement dans le radier. Ce changement de conception de liaison entre deux éléments constitutifs du réservoir s'explique:

1. la liaison permet une amélioration sensible des efforts dans la paroi dus à la poussée hydrostatique;
2. la réalisation d'un joint parfaitement étanche est difficile et aléatoire;
3. les différences de température entre le radier et la paroi sont sensiblement moins élevées, et l'influence du retrait peut être considérablement atténuée tant par la conception du projet que par les méthodes utilisées en cours de réalisation.

Lorsque le réservoir est enterré, des différences sensibles de température entre les deux éléments ne sont pas à craindre, on ne doit tenir compte que d'une différence de retrait éventuelle entre ces deux parties qui n'ont pas été exécutées au même moment.

Par contre lorsque le réservoir est entièrement hors du sol, la température moyenne de la paroi peut descendre au-dessous de zéro lors d'hivers très rigoureux.

Variations thermiques dans l'épaisseur de la paroi

Des variations de température peuvent également apparaître dans l'épaisseur de la paroi. Au cours de l'hiver, la température de la face extérieure peut descendre à -2°C alors que la face intérieure réchauffée par une eau d'origine souterraine est maintenue à $+6^{\circ}\text{C}$. Un gradient de température de 8°C existera entre les deux faces. Si celui-ci est linéaire, la température de la fibre médiane sera de 2°C .

Pour mettre en lumière les phénomènes engendrés par ce gradient de température régnant dans l'épaisseur de la coque cylindrique, nous analyserons successivement le comportement d'un anneau de hauteur unitaire et celui d'une colonne découpée dans la paroi.

Un anneau d'épaisseur e soumis au gradient de température précité, prendra un rayon R , dont la longueur correspondra à la température 2°C de la fibre moyenne (fig. 1).

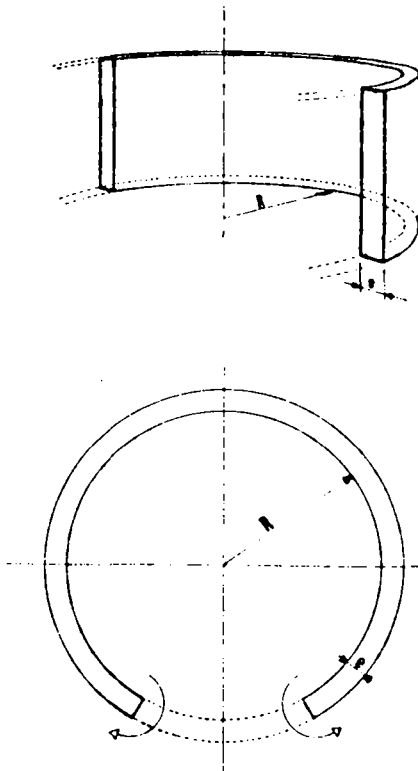


Fig. 1

En vertu de la symétrie, les fibres extérieures à la fibre moyenne se trouvant à une température inférieure à 2°C ne pourront se raccourcir.

De même, les fibres situées à l'intérieur et soumises à une température plus élevée ne pourront s'allonger.

La forme de l'anneau sera donc celle correspondant à un anneau soumis à une température homogène de 2°C .

Si la fibre de la face extérieure n'avait pas été liée aux autres fibres de l'anneau, elle se serait raccourcie par rapport à la fibre médiane de

$$\epsilon = \frac{\alpha \Delta t}{2}$$

Comme elle est intimement liée à l'anneau, elle ne peut se raccourcir et est donc le siège de tensions correspondant à une déformation élastique égale en valeur absolue mais de signe contraire à la déformation thermique qui n'a pu se produire librement

$$\epsilon = \frac{\alpha \Delta t}{2} = \frac{\sigma}{E}$$

La fibre extérieure sera donc soumise à une tension de traction égale à :

$$\sigma = \frac{\alpha E \Delta t}{2}$$

et l'ensemble de la section à un moment fléchissant :

$$M_f = \frac{\sigma l}{\nu} = \frac{\sigma e^2}{6} = \frac{\alpha E \Delta t e^2}{12}$$

Considérons maintenant une colonne découpée de la paroi circulaire par deux plans verticaux voisins et soumise au même gradient thermique. Si les extrémités de la colonne sont libres, celle-ci pourra se déformer. La face extérieure se raccourcira de la valeur $\alpha \Delta t / 2$ par rapport à la fibre médiane et la face intérieure s'allongera de la même quantité et toutes les fibres intermédiaires se déformeront en fonction de leur écartement par rapport à la fibre moyenne.

La colonne entièrement libre haut et bas se déforme suivant un arc de cercle de façon à n'être le siège d'aucune tension

Au contraire, si l'on veut éviter toute déformation de la colonne, il faut appliquer haut et bas des moments égaux qui, s'ils agissaient seuls, déformeraient la colonne suivant un arc de cercle de même rayon mais de courbure opposée.

Sous l'action combinée du gradient thermique et des deux moments d'extrémité, la colonne ne se déformera plus mais sera en tout point le siège d'un moment fléchissant égal aux moments appliqués aux extrémités. Comme il n'y a plus de déformation et qu'elle est soumise au même gradient thermique, le moment thermique dans la colonne sera le même que celui de l'anneau.

Si nous considérons maintenant l'ensemble du cylindre, soumis au gradient linéaire Δt entre les faces extérieure et intérieure, et si de plus, comme pour le cas de la colonne nous appliquons aux bords supérieur et inférieur les moments par mètre courant M qui empêchent toute déformation angulaire de ces bords, la paroi circulaire ne subira aucune déformation mais il existera en tout point du cylindre, tant sur les faces verticales qu'horizontales des cubes élémentaires, un moment M égal à :

$$M = \frac{\alpha E \Delta t e^2}{12(1-\nu)}$$

Le facteur $(1-\nu)$ tient compte de l'effet de dalle, c'est-à-dire de l'influence des moments des faces verticales sur les moments régnant sur les faces horizontales et réciproquement.

Dans la réalité, la paroi cylindrique est libre en tête et, soit encastree, soit simplement appuyée au pied.

Si par exemple elle est encastree, on applique en tête un moment égal et opposé à M et on calcule l'effet de ce moment en tout point de la coque. Le moment réel en tout point x est égal à la somme des moments fléchissants ainsi obtenus avec le moment thermique M .

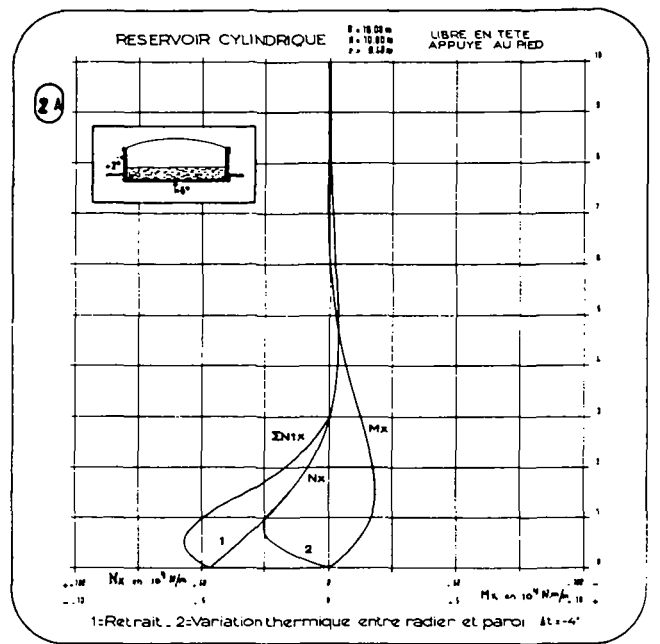
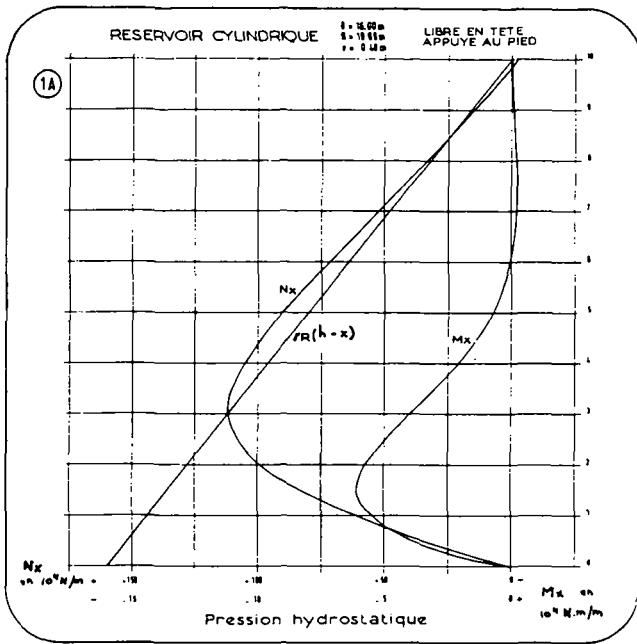
La méthode de calcul détaillée et le programme sont exposés dans l'étude dont nous avons déjà parlé.

Nous analysons maintenant à titre d'exemple deux types de réservoir dont les dimensions sont :

- rayon: 16 m
- hauteur d'eau: 10 m
- épaisseur de la paroi: 0,40 m.

Si la paroi est simplement appuyée au pied et libre en tête, la pression hydrostatique donne les sollicitations représentées au diagramme 1A.

Les efforts N_x sont positifs vers la gauche du diagramme. Ces efforts sont des efforts de traction qui correspondent à des déplacements de la paroi vers l'extérieur.



Les efforts M_x sont positifs vers la droite; dans ce cas les tensions sont de traction sur la face intérieure du réservoir.

L'effort normal de traction atteint 110.000 da N/m dans la zone de 2 à 4 mètres au-dessus du radier tandis que le moment fléchissant négatif atteint 60.000 Nm à 1,5 m au-dessus du radier. Si le réservoir est complètement enterré, les variations thermiques entre radier et paroi ainsi que les gradients thermiques dans l'épaisseur de cette dernière sont négligeables.

L'influence du retrait est également faible (diagramme 2A). En effet, le bétonnage du radier précède d'environ 2 mois celui de la paroi. Comme le radier est en grande partie constitué de dalles préfabriquées, on peut par mesure de prudence considérer une avance de trois mois dans la réalisation moyenne du radier.

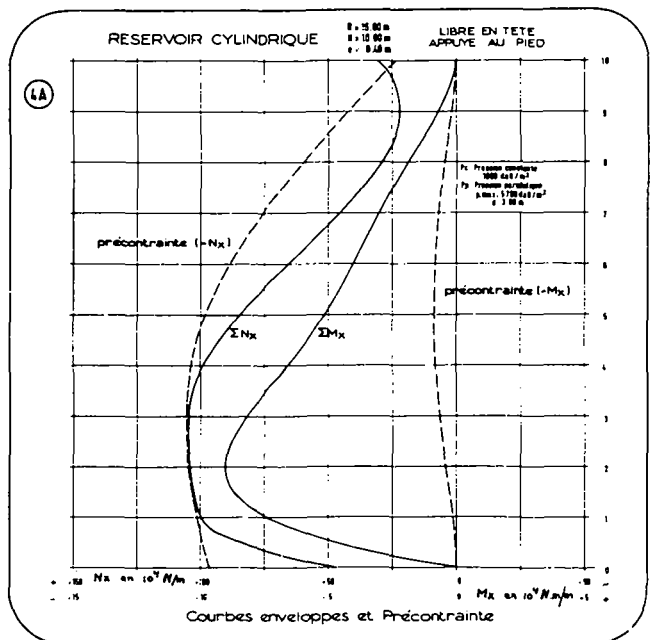
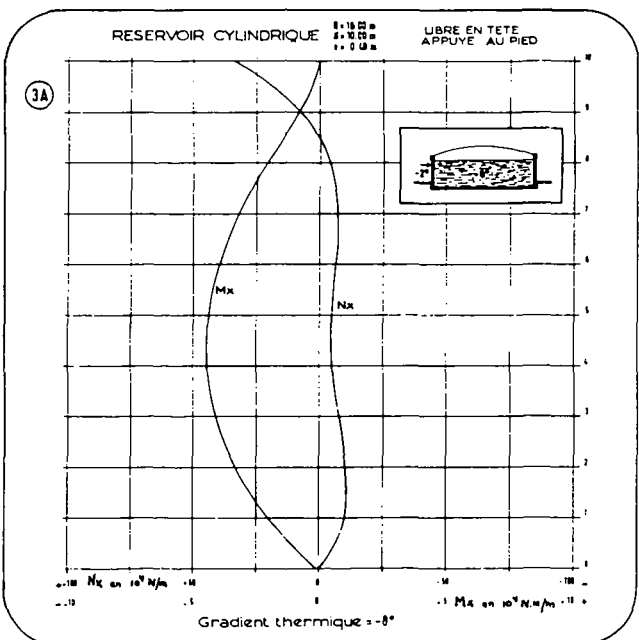
La paroi est bétonnée sur appuis en néoprène avec des joints tous les 24 m environ. L'exécution des joints précède de vingt jours au moins la mise en précontrainte, laquelle est suivie par le bétonnage de la poutre de ceinture qui sert d'appui de pied à la paroi. A partir de ce moment, c'est-à-dire six mois après la

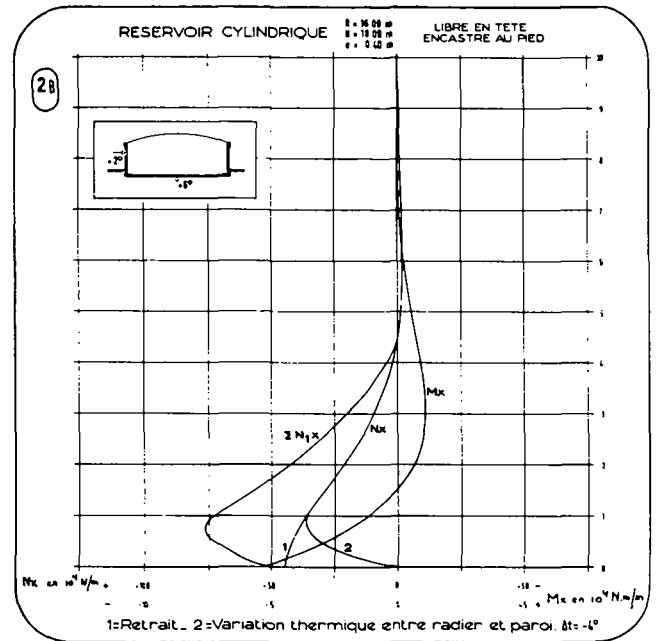
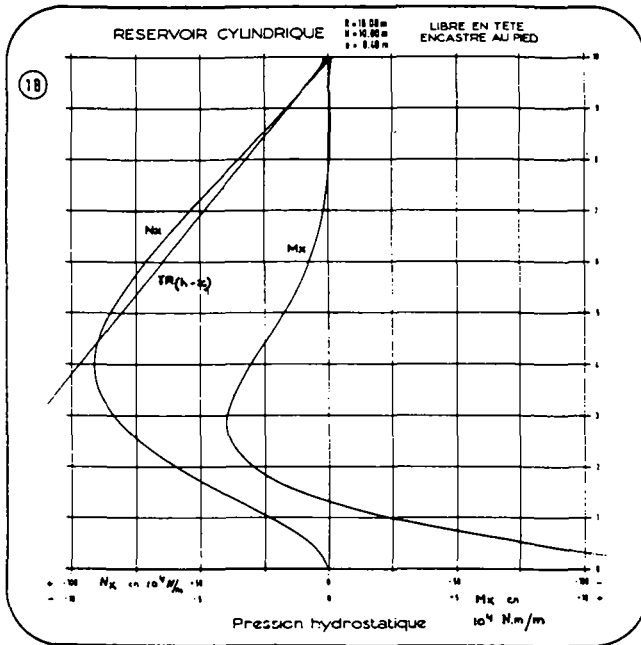
finition du radier et trois mois après le bétonnage principal de la paroi, la liaison empêchera le retrait différentiel de la paroi par rapport au radier.

Ce retrait différentiel représente quelque 15% du retrait total du béton et équivaut à une baisse de température de $0,15 \times 27^\circ = 4^\circ\text{C}$ entre la paroi et le radier. Cette différence ira cependant en s'atténuant par suite de l'effet inverse du fluage des aciers de précontrainte. Il faut donc prendre en considération les diagrammes 1A et 2A pour le dimensionnement de la paroi d'un réservoir enterré.

Lorsque le réservoir est posé sur le sol et a fortiori lorsqu'il est surélevé, des différences de température peuvent apparaître dans l'épaisseur de la paroi ou entre celle-ci et le radier. Nous nous limitons dans nos exemples à des différences de température qui provoquent des efforts normaux supplémentaires aux efforts engendrés par la poussée hydrostatique. Lorsque le réservoir est rempli d'eau à 6°C par exemple, on peut imaginer que la face extérieure descende à -2°C .

Nous avons dans ce cas un gradient de 8°C dans la paroi et la température moyenne de celle-ci, c'est-à-dire





la température de la fibre neutre, se trouvera à 4°C en dessous de celle du radier supposé à la température de l'eau.

Nous obtenons ainsi les diagrammes 3A et enfin le diagramme 4A, somme des résultats précédents.

Pour faire face aux tensions résultant de ces efforts combinés, nous devons rechercher une répartition adéquate des câbles de précontrainte. Les câbles sont mis en tension avant de liasonner la paroi au radier par une poutre de ceinture au pied.

La courbe des efforts N_x résultant de la précontrainte est portée sur le diagramme 4A. La somme algébrique de cette courbe avec la courbe due aux sollicitations extérieures donne une résultante de compression en tout point de la paroi.

Nous avons repris le même exemple avec la paroi encastrée au pied. Nous obtenons de la même façon les diagrammes 1B, 2B, etc.

Nous pouvons formuler deux remarques:

1°) La pression hydrostatique provoque à la base un moment d'encastrement important. Celui-ci sera cependant annulé par le moment au pied causé par la précontrainte. En effet, la précontrainte

s'effectue généralement lorsque l'encastrement au pied est réalisé.

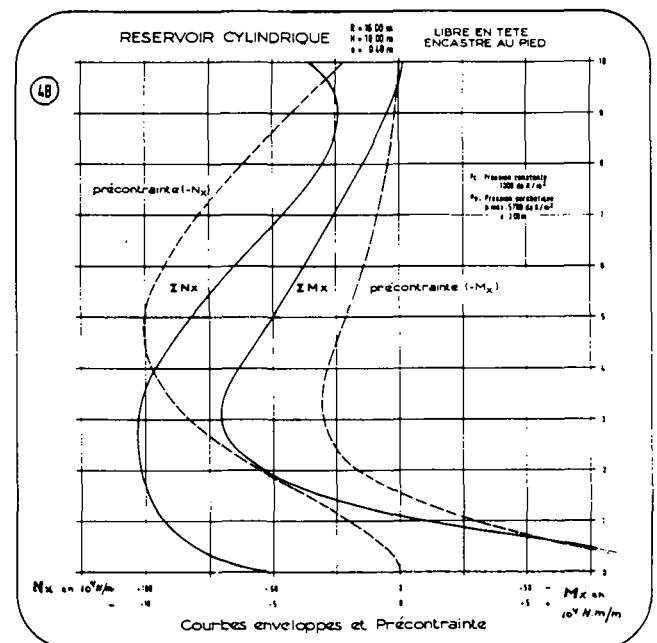
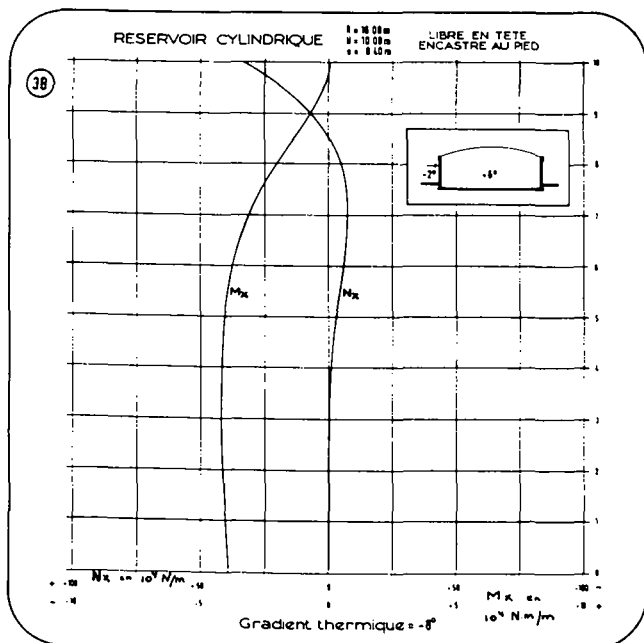
Lorsque le réservoir est vide, ce moment subsiste seul et l'armaturage de la paroi et du radier devra être dimensionné en conséquence.

2°) Lorsqu'on réalise la précontrainte d'une paroi fixée au radier, il est impossible de soumettre le pied de la paroi à des efforts de compression. Ceci apparaît au diagramme 4B, où l'on constate que des efforts de traction dus au retrait et aux effets de la température subsistent malgré la précontrainte.

Dans ce cas, il faut donc protéger le pied de la paroi de variations différentielles avec le radier et prévoir des armatures de traction circonférentielles.

Ces deux exemples n'épuisent pas tous les contrôles indispensables à la bonne tenue du réservoir. Le cas du réservoir vide avec des variations de température plus importantes doit être bien entendu examiné.

Nous avons d'ailleurs adopté des conditions thermiques faibles. En pays tropicaux ou même en nos régions si des protections minima ne sont pas prises, les effets dits secondaires jouent un rôle primordial dans la réalisation de l'étanchéité de l'ouvrage.



R. V. C. Loadsman, Chief Structural Engineer and C. J. Stokes, Senior Structural Engineer, Binnie & Partners, Consulting Engineers, U.K.

The British code for water-retaining concrete design, BS 5337, was introduced in 1976 and has caused many changes in the design process. The problems of ensuring satisfactory performance of prestressed and reinforced concrete are highlighted as being an interaction of specification, design and construction. For example the selection of joint spacing to suit construction requirements affects the design, which in turn influences the specification. Conversely a restriction to the use of particular materials with less than ideal properties can also influence the design and dictate construction methods.

The introduction of limit-state methods for all types of structural concrete has brought consistency into design. Element interaction can now be investigated with some confidence by using advanced computer methods. These techniques can be used to analyse complex structural behaviour to good effect.

Another recent development has been to lay emphasis on the prediction of crack width and spacing in immature and mature concrete due to early thermal movement and long-term flexural effects. Although the correlation of crack width to reinforcement corrosion is controversial, the design process is now tending to be centred around this issue. Since the cracking process tends to be rather unpredictable and crack sizes difficult to measure, it is not easy to find correlation between theory and practice in other than extreme examples.

Advances in concreting practices have led to greatly improved techniques for placing, compacting and pumping concrete and special measures are now taken when concreting in large pours. Joints in water retaining structures continue to be one of the most

troublesome areas of design, despite the fact that they are usually introduced for the purpose of minimizing leakage. The selection of joint types and the system to be used should therefore be decided early in the design stage.

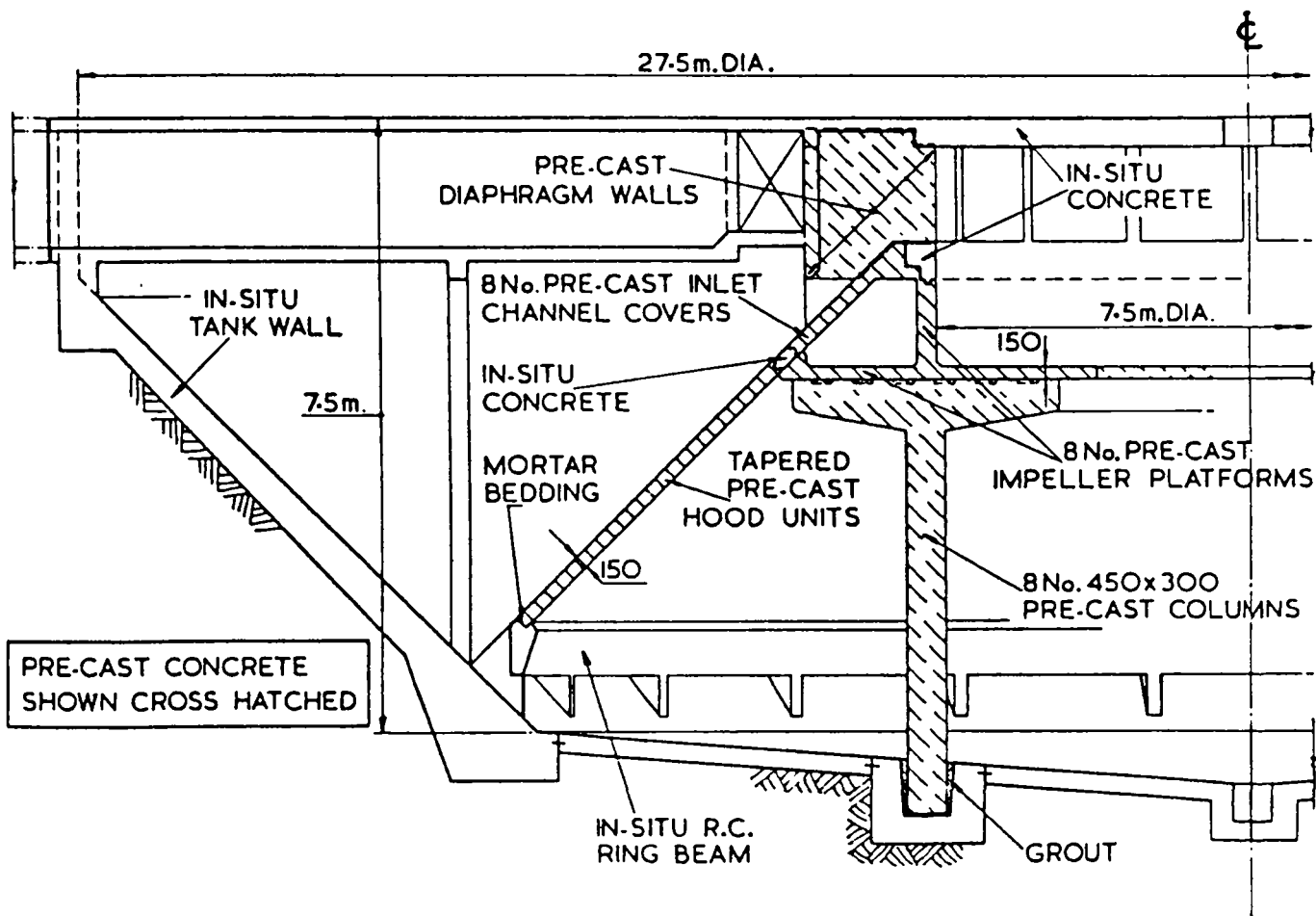
Design considerations relating to some of the material covered in the foregoing paragraphs will be illustrated during the presentation of the paper.

An example of work currently under construction comprises three prestressed concrete sludge tanks at Bury in the UK, where the main feature of the design is the incorporation of wide fluted pilasters at each of the four anchorage zones, tending to alleviate the monotony of a complete cylindrical shape. The pilaster width was determined by matching to the width of the adjacent external staircase tower. The modified circular shape was analysed by producing several finite element models. The tanks should present an aesthetically pleasing appearance.

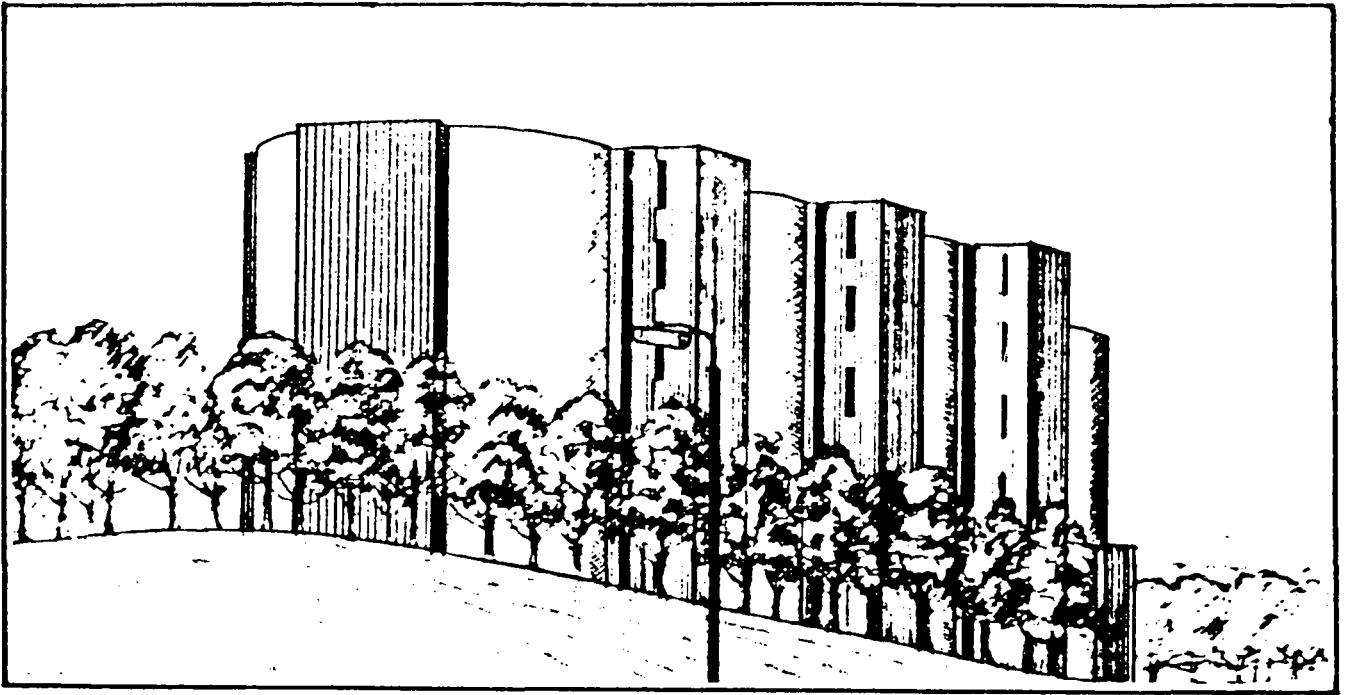
An architect's impression of the tanks when completed is shown below.

A unique application of pre-fabricated construction for the internal members of a group of four settling tanks at Huntington, UK, is shown in the half cross section below and photographs taken during construction.

The principal precast members consist of tee-shaped columns, placed in a ring which support segmental precast impeller platforms with integral curved walls. Among the many advantages of this design, were the elimination of cracking due to early thermal effects and the reduced time of construction.

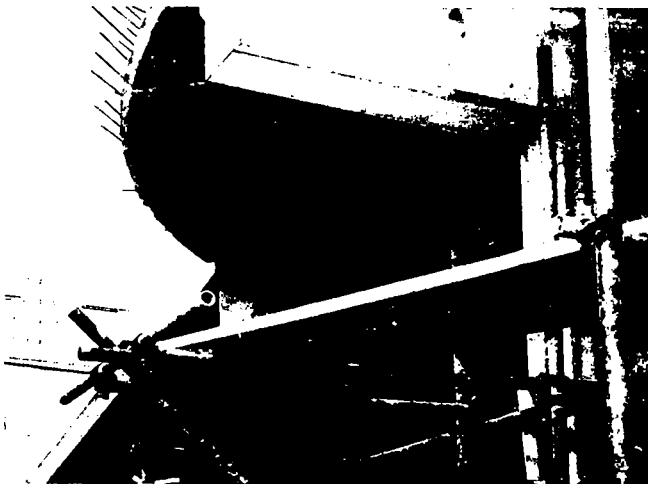
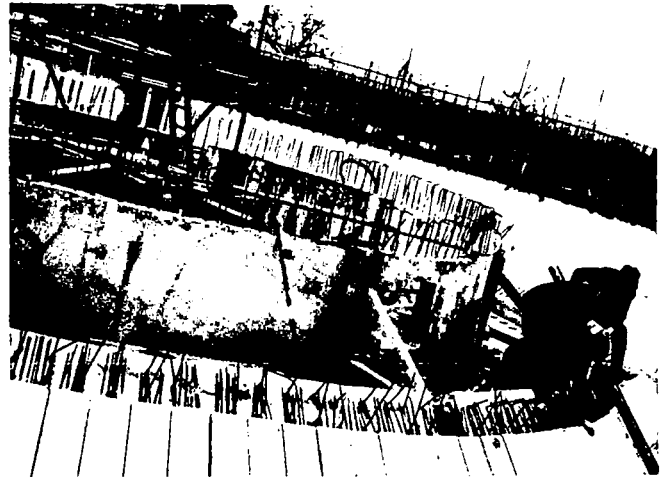


Settling tanks at Huntington



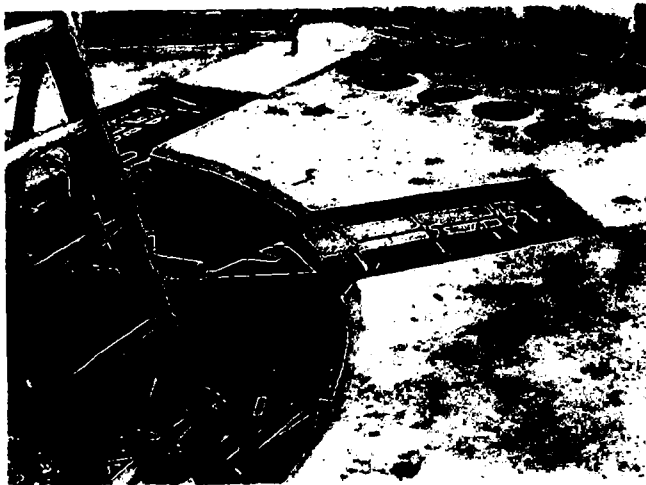
Sludge tanks at Bury

IMPELLER PLATFORM WALLS



PRE-CAST INTERNALS

IMPELLER PLATFORM SLABS



SETTLING TANKS AT HUNTINGTON

Water Documentation

Eau et documentation

Author: Dipl. Ing. T. Pitsch
Auteur: (Switzerland)
Leading Contributors: M. R. Steyn (South Africa)
Contributeurs: Dr. W. B. Wilkinson &
Principaux: Mrs Lorna E. Newman (UK)

Thomas Pitsch dipl. eng. FITZ, P.O. Box 658, CH-8027 Zurich, Switzerland.

1. Introduction

In the proceedings of the IWSA the subject of documentation has already been given consideration once, namely by René Colas, France, at the 2nd IWSA Conference (Paris, 1952) under the heading of "Nomenclature technique". At that time, the main emphasis was on problems such as the desire for worldwide harmonization of units, terms and definitions and their corresponding translations. It is gratifying to note today—30 years later—that Colas' detailed list of desirable innovations has been realized. The basic prerequisites for international scientific, technical and commercial understanding in the field of water now exist.

Since the IWSA was formed, the field of documentation and information has passed through a period of immense and unforeseen development. Only a few decades ago the term documentation could be defined clearly and in accordance with practice by the words collecting, arranging and circulating, while the word "document" stood for items for use in study and as evidence. Today, documentation and information theory has become an independent science with a definition that takes up several encyclopedia pages.

It is the modern trend for every field of science and technology to be affected by a steadily rising flood of information, and water has not been any exception.

Every day water specialists, including, I am sure, the members of my distinguished audience, are fed, not to say overfed, with information. Much of it is unimportant, but some items which might be of importance to your utility or some of its staff may be misunderstood, overlooked or channelled to the wrong people. Many operating and planning errors would be avoidable if the people concerned were in possession of the right information at the right moment. On the principle that "knowledge is power", many valuable items of information and documents find a resting place where they do not belong. The result is obstruction or interruption of the channels of communication and complaints of lack of information from lower-level decision-makers.

This last observation is an indication that while the main task of a management is to procure and act on information, the dissemination of essential documentation is also of great importance.

Within the bounds of the study of Special Subject 20, "Water Documentation", it is not possible to do more than sketch out the basic features of so extensive a field as information in the water sector. The observations that follow will therefore be confined to outlining the problems associated with the need for information and its procurement and to mentioning examples of documentation of the kinds that have always been of prime importance to the planning and operating work of a water supply utility.

2. The Information Requirements of Water Utilities

As already mentioned in the introduction, the information requirements of water utilities depend on various factors, the chief of which are the concept and structure of the utility and such other parameters as its size and operating organization. For undertakings which have to treat water, raw water quality and the treatment system play a not unimportant part in determining the scope of the information required.

Water utilities supplying populations of more than 20000 are described in the present study as "major" or "urban" utilities, those supplying between 2000 and 20000 as "medium-sized" and those for less than 2000 as "small" or "very small". In Switzerland, this last group comprises some 2000 undertakings, representing about 80% of all Swiss water utilities and supplying 22% of Switzerland's population with drinking-water.

A study recently carried out by the SVGW produced the following figures for personnel complements in water utilities. Related to 1000 inhabitants, major utilities average 0.54 employees, the medium-sized somewhat less and the small undertakings mainly employ part-time staff. As a rule, plant concept is not a function of size, but it is observable in Switzerland that with few exceptions the complex installations are mainly in the hands of major utilities.

2.1 Small Water Utilities

With the small water utilities it is observable that because of their personnel profile they are not themselves in a position to procure all the information they need for operating purposes. Under the terms of the SVGW Guidelines and cantonal regulations, these utilities ought to have access to documentation that provides them with information about the principal elements of the water supply concerned.

The planning documentation basically needed is as follows:

- An outline plan of the supply concept
- Plans of the main, feeder and house connection piping
- Fire protection plans
- Installation plans of plant such as reservoirs, pumping stations, etc.
- Annual reports.

Statements by various authorities permit the assumption that these documents are usually in existence somewhere in the archives, but in many cases, especially in the smallest water utilities, these basic elements are not available at short notice.

2.2. Medium-sized Water Utilities

Depending on utility size, these have from 1 to 10 permanently-employed qualified staff. As a result, most of them are in a position to cover the bulk of their information requirements on their own or to obtain it from outside bodies. As a rule utilities in this group have their basic documents available, updated and retrievable at short notice.

With a few exceptions, such utilities are in a position to acquire and evaluate their own statistics. It has become increasingly common recently in such communities for informative annual reports to be produced, with statistics on the utility's operations and details of its annual accounts. This type of documentation is essential to the medium and long term planning of a water utility. And incidentally, I would venture the comment here that the importance of such annual reports in public relations is very often underestimated.

2.3. Major or Urban Water Utilities

The major water utilities have years of experience and have been keeping orderly, clearly laid-out documents for a long time. It is not therefore surprising that in many spheres these undertakings can cover their own information requirements and are able, over and above this, to make information available to others.

To sum up, the following statements may be made with respect to information flow:

- The small water utilities are information receptors. They are largely dependent on information from outside.
- The medium-sized water utilities have structures that vary considerably and they therefore assume an intermediate position in this regard.
- The major water utilities are the information providers of the water supply industry.

3. Information Procurement

The prerequisites for autonomous documentation in a water utility are not easy to define and are not restricted to any particular size of operation, though it must be pointed out that a certain minimum infrastructure size is essential to the establishment and operation of a comprehensive documentation service. An important element in the calculation is the attitude of management to the provision of information. As a rule, it is a matter for management, and specifically the operations manager in charge, to decide whether a documentation service should be organized and if so, how it should be run. Once such a unit has been created, it must be kept going systematically and purposefully and every opportunity must be taken to draw the attention of staffs to the direct and indirect uses of the documentation centre.

3.1. Internal Documents

These involve all the sources of information in an undertaking that have any connections whatever with technical plant or data. The following are regarded as being the classical documentation sources:

- Plans of the plant, including surveyor's plans of the piping network
- Lists of
 - water consumers
 - plant and component suppliers
- Volumes of annual reports including accounts
- Statistics on operating parameters such as acquisition, consumption, groundwater levels,

chemicals consumption, breakdowns, power consumption, cost-benefit analyses, etc.

- Archives, including all administration files
- Collections of interesting objects, such as obsolete pipes, defective parts, old plans, tools, leaflets, etc.
- Photos of buildings, construction sites, accidents, faults, etc.
- Official investigation reports on quality testing, expert reports, etc.
- The history of the undertaking.

3.2 External Information Bodies and Sources

Irrespective of whether a water utility maintains an engineering department or not, it cannot do without external information.

Tables 1 and 2 make no claim to be either a precise system for classifying the bodies and sources that can provide a utility with information, or indeed to be exhaustive. But the information sources and bodies listed and the way they are arranged in the tables broadly represent current practice in Western European industrialized countries.

The data in *Table 1* provide a summary of information sources and their principal specialities. Column 3 shows some of the possible applications, which in turn are subdivided in accordance with how they are evaluated and handled in internal documentation.

Table 2 shows the commonest information bodies from the standpoint of a water supply undertaking. By contrast to the nomenclature in *Table 1*, where media such as the technical Press and literature are referred to as information *sources*, in this summary the institutions able to provide information are shown as information *bodies*. Institutions which might be able to provide water utilities with information or specialized documents in any field are listed, and in column 2 the chief interfaces and overlap points between water utilities and the relevant institutions are indicated. The third column contains a number of possible applications broadly associated with the relevant fields, defined by catchwords.

4. Case Studies and Examples of Water Documentation

The demand for information in undertakings, planning bodies and authorities usually intensifies rapidly when operating breakdowns occur, plant and equipment conversions are carried out or new installations are planned and equipped. Internally-established and evaluated documents are not always complete or up to date. Many data have never been recorded or can only be assembled with difficulty and great expenditure of time. It is in such cases that the demand for external comparative information becomes insistent. Depending on the field involved, application can be made to the appropriate body as shown in the *Table (Page 4)*. As a rule, planners' problems are brought to the relevant professional association, which in Switzerland is usually the SVGW, especially when questions involving statistics, water resources policy, law, standards and equipment are involved.

4.1 Drinking-water Statistics

As a member of the SVGW staff, I would therefore like to place the emphasis of my remarks on the drinking-water statistics of the SVGW, as an example of documentation of importance to members of the industry, to the authorities and to the public at large. These water statistics have been kept by the SVGW

TABLE 1
External Information Sources (Media)

Information Source	Technical Field	Application	
		Exploitation	Internal Documentation
Daily papers (mass media)	<ul style="list-style-type: none"> - Environment - Supply policies 	Study	Archive of topical articles
Technical Press	Interdisciplinary, for all water supply subjects	<ul style="list-style-type: none"> - Orientation on the latest state of the art - Advertisements: <ul style="list-style-type: none"> - Personnel - New products 	<ul style="list-style-type: none"> - Card index of interesting articles - Storing bound volumes of chief technical periodicals
Technical literature	<ul style="list-style-type: none"> - Basics - Science - Practice 	<ul style="list-style-type: none"> - ad-hoc for topical problems 	<ul style="list-style-type: none"> - Card index - Library
Catalogue of supplier firms	<ul style="list-style-type: none"> - Plant and spare parts for water supply utilities - Chemicals - Tools - Sundries 	<ul style="list-style-type: none"> - Product comparisons - Cost/efficiency analyses 	<ul style="list-style-type: none"> - Catalogue library
Abstracts journals (e.g. US Chemical Abstracts, French Bulletin signalétique, German Mathematische Zentralblatt)	<ul style="list-style-type: none"> - Abstracts on the water sector 	<ul style="list-style-type: none"> - Purpose-oriented selection 	<ul style="list-style-type: none"> - Abstracts library
Data banks	<ul style="list-style-type: none"> - General scientific - Engineering sciences - Patents - Statistics - Technology - Codes and standards 	<ul style="list-style-type: none"> - Purpose-oriented selection 	<ul style="list-style-type: none"> - Data library

since 1901, or in other words for 80 years, and they embody a wealth of information on how Switzerland's water utilities have developed. Until the start of the 60s these statistics were structured mainly to match specific national conditions, but after various interventions by Prof. E. U. Trueb of the FITZ (1) they were aligned on to international standards in the light of the work done by the International Water Statistics Committee. In the last 10 years the recording and documentation of water supply data of interest have represented an integral part of the statistics. In addition to the usual details on water quality, data on raw water quality have recently been introduced as well. Long-standing documentation of this kind is of great importance to scientists and the general public, as well of course as to water supply utility operators and the authorities, in tracing how the quality of drinking-water has evolved.

Curves 1-4 in the Appendices provide information on the methodological structure and on some details of the SVGW drinking-water statistics. These summaries also

show how more than 160 data items are collected and publicized, and with what periodicity. Graphically-presented evaluations as still produced today are also shown for the various subject fields. These graphical presentations have the big advantage that they provide a rapid general grasp of the various data fields, and sudden deviations or trends not easily detected in practical operation can also be analysed from long-term trend curves.

Statistics as a Planning Aid

A typical Swiss community in the Central Plateau, which we may call "W", has assumed a population growth of 33% by the year 2000 as its planning target. Accordingly, it is planning the enlargement of its reservoir capacity that will become necessary during the next 20 years and is trying to determine a date for building in the light of the statistics it has available.

The requirements planners are asked to meet when

TABLE 2
External Information Bodies

Information Body	Sector	Application
Community, City	<ul style="list-style-type: none"> - Supply regulations - Outline plans - District plans - Street plans - Sewerage plans - Service plans 	<ul style="list-style-type: none"> - Coordination - Planning and operation
Canton (Region)	<ul style="list-style-type: none"> - Protected zones - Geohydrological documentation - District chemist - Fire authorities - Legal questions - Laws, codes 	<ul style="list-style-type: none"> - Water conservation - Quality assurance - Fire prevention installations - Planning and operation
Confederation (country, nation)	<ul style="list-style-type: none"> - National maps - Disaster prevention - Water industry - Laws, codes 	<ul style="list-style-type: none"> - Planning and operation
Professional associations	<ul style="list-style-type: none"> - Guidelines and recommendations on technical and commercial aspects - Codes and standards - Consultancy - Testing stations 	<ul style="list-style-type: none"> - Basis for planning and operation - Consultancy - Latest state of the art - Support action - Expert opinions
Institutes	<ul style="list-style-type: none"> - Basic and applied research - Applied science 	<ul style="list-style-type: none"> - Consultancy - Expert opinions
Engineering consultants and specialized industry	<ul style="list-style-type: none"> - Planning and site management - Supply of plant components 	<ul style="list-style-type: none"> - Consultancy - Engineering
Other water utilities	<ul style="list-style-type: none"> - Plants of similar design 	<ul style="list-style-type: none"> - Exchange of experience
Data banks	<ul style="list-style-type: none"> - Scientific and technical abstracts 	<ul style="list-style-type: none"> - Latest state of the art
Organized events	<ul style="list-style-type: none"> - Courses - Seminars - Technical exhibitions - Lectures - Inspection visits - Demonstrations 	<ul style="list-style-type: none"> - Advanced training - General training - Exchange of experience
Study tours	<ul style="list-style-type: none"> - Sectoral - interdisciplinary 	<ul style="list-style-type: none"> - Expansion of horizons - New stimuli
International organizations	<ul style="list-style-type: none"> - WHO - EUREAU - ISO - IWSA 	<ul style="list-style-type: none"> - Higher-level exchanges of information and experience

sizing water supply plants often seem contradictory. In the first place, during an expected working life of from 25-80 years the installation to be built, or part of it, must cover demand peaks that last only a few hours or days and usually occur only in dry years. On the other hand, for reasons of hygiene the pipes and tanks should not be too big. Consequently, the planners must be able to refer to the operating experience and key data for water

supply installations in similar circumstances if they are to design an optimum installation that will assure trouble-free, economical operation.

The question of how specific consumption, expressed in q_m (l/c.d), will evolve can be answered in the light of the statistical results from recent years in the sense that in Switzerland we have reached the saturation limit. No increase in q_m is to be expected in

the next few years. In many places, indeed, the biggest consumption peaks, equivalent for most water utilities to the upper output limit, were reached in the drought year of 1976.

It may be seen from the SVGW statistics in Figure 1 that $q_{m(CH)}$ (i.e. the mean per capita consumption in Switzerland (l/c.d)) has clearly flattened off, remained constant or slightly reduced during the last 10 years. As an aid to orientation, the figures for $q_{m(W)}$ and $q_{max(W)}$ for "Community W" have been entered. These figures are located somewhat below the Swiss average, but display a remarkable parallel trend since 1968, leading to a "standard consumer" deduction.

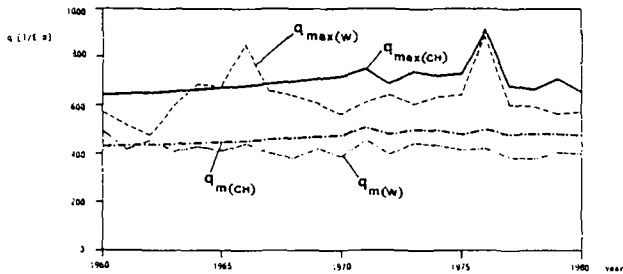


Fig. 1 Evolution of mean (q_m) and maximum water consumption per inhabitant and day (l/E-d) between 1960 and 1980. Comparison between the mean figures determined for Switzerland and those for Community W.

Figure 2 shows both $q_{m(CH)}$ and the specific mean figure $q_{m(W)}$. Similarly, the curves for $s_{v(CH)}$ and $s_{v(W)}$ (i.e. specific reservoir capacity

$\frac{vRes (m^3)}{Pop.}$) up to 1980 have been drawn in. Taking

account of the fact that the comparison figures $r_{m(CH)} = (s_{v(CH)} : q_{m(CH)}) \cdot 100$ in percent, determined statistically, are located in the range between 60% and 90%, it is possible to draw the conclusion for W's water supplies from the comparison that it is permissible for the time being to hold back enlarging the reservoir. If the $q_{m(W)}$ figures remain unchanged and the population increases steadily as planned until the year 2000, the limiting factor $e_{m(W)}$ will reach the lowest figure, 60%, in 1995 at earliest. This comparative statistical information may be regarded as the appropriate planning guideline. From then on it is up to the planners, and perhaps also the politicians, to establish the weight to be accorded this statistical planning figure within the global material for arriving at a decision as to when to start building.

Figure 3 shows the frequency distribution of the ratio r_{max} (%) between reservoir capacity $V_{res} (m^3)$ and maximum daily water delivery $Q_{max(d)} (m^3)$ for a total of 187 Swiss water utilities studied ($r_{max} = \frac{vRes}{Q_{max(d)}} \cdot 100$)

With a figure of 72.0%, "Community W" is only

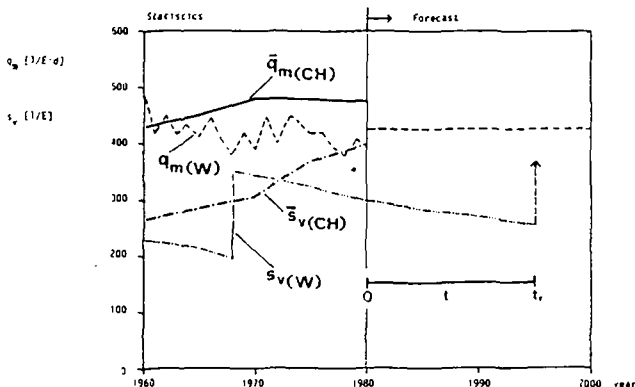


Fig. 2 Evolution of specific reservoir volume as a planning aid in determining the time t_R for extending a reservoir.

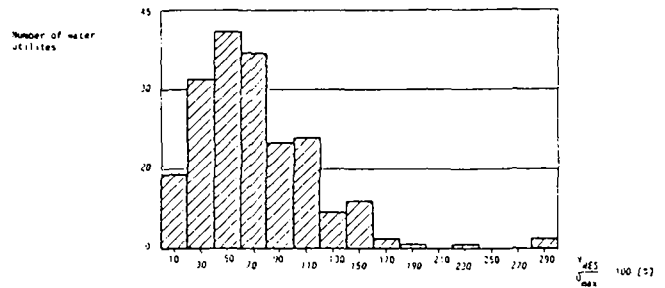


Fig. 3 Frequency distribution of general purpose water reserves for 187 water utilities related to their maximum daily output.

about 4.2% below the mean figure for the 187 water utilities studied. This fact strengthens the assumption made with respect to water consumption, namely that conclusions drawn from statistics for the whole of Switzerland are valid for "Community W" as well.

This classical example of reservoir planning demonstrates the incalculable value of reliable statistical material.

In addition to key figures on consumption, the statistics also include interesting documentation on operating characteristics. In connection with planned price increases for drinking-water, operating managers will be interested in how water prices are evolving at regional, national and international levels. These data, which can be obtained from the relevant national or international statistics, are in considerable demand for comparison purposes by politicians and the public. Many water utilities and the political bodies to which they are responsible prefer to use characteristic figures as a means of orientation when deciding personnel matters. Here, such figures as the ratio between commercial and technical staffs or that between total employees and daily or annual acquisitions in m^3 are favourite instruments in management exercises. And since internal data generally fail to convince political questioners, there is a preference for taking comparative figures from similarly placed utilities as a basis for answering them.

The foregoing examples are only a selection from a number which demonstrate that statistical comparisons can provide solid evidence as a basis for important decisions.

4.2. The Importance of Water Utility Planning in Water Documentation

The plans required by a water utility are of many kinds and range from outline diagrams to piping surveys and global plans on scales between 1:25000 and 1:200000. Plans are of decisive importance in particular for all types of underground piping, which are recognized as the most expensive part of a water supply system and usually have the longest working life. Plans in the narrower sense, however, only include the operating plans, while project drawings are regarded as forming part of the planning process.

Depending on the size of a waterworks, certain variations in the structure of its plans are possible, but basically the following plans are essential:

- Overall location plans on a scale of 1:25000 to 1:200000 or even 1:1000000
- Main piping plans on a scale such as 1:10000
- Overall location plans of the remote control system, e.g. 1:10000
- Overall location plans at 1:5000 showing the various pressure zones in different colours
- Surveyor's piping plans, 1:200
- Works circuitry plans, 1:200
- Where no 1:200 plans are obtainable, hand-drawn

piping sketches showing figures for various elements in accordance with official surveying guidelines, on a scale of 1:500 or 1:1000.

- Individual plans (working drawings) of well curbs, groundwater wells, pumping stations, treatment installations, reservoirs, etc.
- Groundwater charts showing isohypses, level tubes and details of the thickness and permeability of the aquifer.
- Sets of drilling profiles.
- Operating diagrams of treatment plants, etc.

Particular importance attaches to the main piping plan, the surveyor's piping plan and the works circuitry plan.

The *main piping plan* is primarily the basis for the efficient, rapid institution of isolation measures in special operating cases such as main line ruptures, pumping station failures and the like. Here the scale should be so selected that the entire distribution system can be illustrated in a single plan so as to enable the whole system to be grasped at a glance. For medium-sized towns a scale of 1:10000 will suffice for this, and for major cities clarity can be obtained by having an overriding main piping plan on the next higher scale.

Main piping is basically defined as those lines which have a nominal width of ≥ 300 mm. As a rule, the distribution lines are run parallel to them to provide connecting points to households and hydrants.

Distribution lines are shown on main piping plans only at their feeder points, and otherwise only where clarity so demands. Breakdown into the various pressure zones is shown by using different colours. Clear outline diagrams of nodal points on the main piping system, showing isolation valves, drain valves, air vents and the feeder points to distribution lines should be shown at the margins of the plan and must include all the information items necessary for operating management purposes.

Over and above this, the main piping plan represents the basis for carrying out hydraulic tests on the network and for sizing network extensions.

The *Surveyor's piping plan* is the synoptical illustration of all the pipelines laid underground in roadways, i.e. it includes gas, district heating and sewerage pipes and the cables for electricity supply, telecommunications and the like. The requisite clear grasp of all line systems is only possible if the insertion of measurements can be dispensed with, and it presupposes a scale of 1:200. A scale of 1:500 is only adequate for a temporary piping survey, since if there is line congestion legibility is insufficient. To avoid the loss of information needed for subsequent redrafting at 1:200, tracings showing measurements must be made

for the individual lines. To permit the rapid production of copies, the surveyor's piping plan must be drafted in a single colour, and this necessitates the use of dot-and-dash line systems for the individual pipelines.

Work circuitry plans on a scale of 1:200 are derived from the surveyor's piping plan for use by individual works. They include the numbers of isolation valves and hydrants, the locations of couplings and the like, the elevations of high and low points and, if necessary, cross-sections of special structures, etc. Processing a surveyor's piping plan to produce a works circuitry plan ensures that the requisite information as to third-party installations is available when work is done on the water piping network, though admittedly this is only really the case if continuous updating is carried out, a process in which EDP can render excellent service.

Surveyor's piping and works circuitry plans presuppose expert processing of the plan material involved and proper surveying of the lines by trained surveying personnel.

Bibliography

1. Trüb E. U., Prof. für Siedlungswasserwirtschaft an der ETHZ: Vorlesung Wasserversorgung 1974 und: Die Wasserversorgungen der Schweiz im Jahre 2000; erschienen in der Jubiläumsschrift 100 Jahre SVGW, 1973
2. Trüb E. U., Dipl.Ing.ETHZ: Teileitbild der Siedlungswasserwirtschaft, Primärteil, 1970, Gas/Wasser/Abwasser Heft Nr. 1/1970
3. DVGW: Ermittlung des Wasserbedarfes als Planungsgrundlage zur Bemessung von Wasserversorgungsanlagen, Teil 1, 1978, DVGW-Schriftenreihe, Wasser Nr. 19
4. SVGW, Schweizerischer Verein des Gas- und Wasserfaches: Trinkwasserstatistik, Ausgabe 1980, Statistische Erhebungen des SVGW, Zürich, (seit 1901)
5. International Water Statistics 1968–1977, Editor: Committee "International Water Statistics", Verlag: -BGW- Euskirchnerstr. 80, D-5300 Bonn 1
6. David Kinnersley, London U.K., Water Use and Consumption, General Report 2, IWSA Congress 1980, Paris
7. Thomas Pitsch, Dipl.Ing.ETHZ, CH-8800 Thalwil, "Studies into the Domestic Consumption and Peak Consumption of Drinking Water in Switzerland"

Fig. 4 General data

No.	Ort Eigenümer Beginn des Betriebs- jahres Erstellungsjahr Localité Raison sociale Commencement de l'exercice Date de construction	Einwohner- zahl des eigenen Ver- sorgungs- gebietes Nombre d'habitants sur le pro- pre réseau
1	2	3
11	VEVEY-MONTREUX 1.1.80 1868	53'000

Fig. 5 Number of Water Supply Bodies and Water Supplied in Different Scales
Services des eaux et livraison de l'eau
Wasserversorgungen und Wasserabgabe

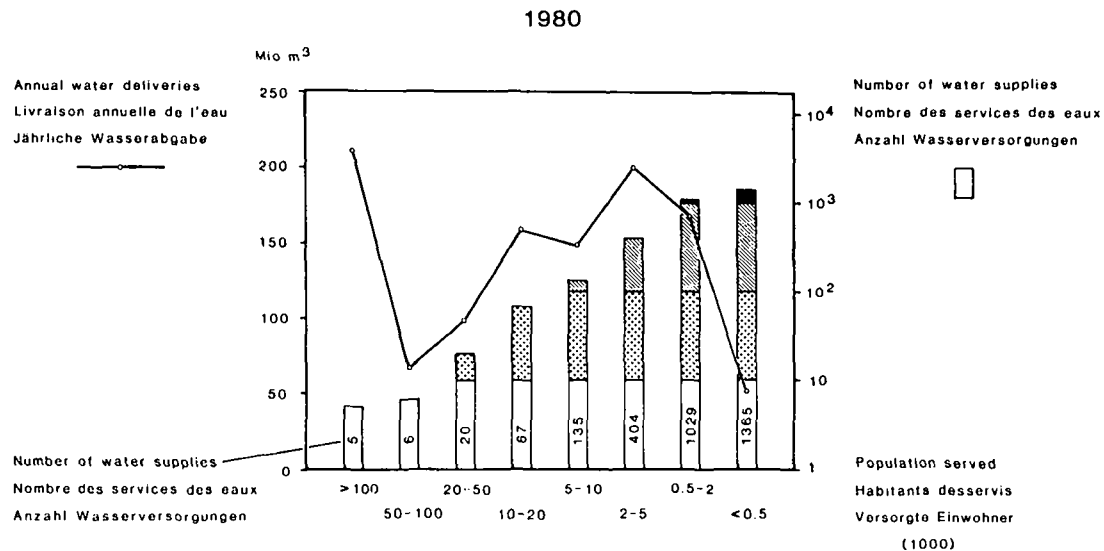


Fig. 6 Catchment of water

Natur des Wassers Nature de l'eau	Gesamte jährliche Wasser- gewinnung Adduction annuelle totale
4	12
	1000 m³
eau de source	9'640
eau souterr.	-
eau de lac	159
eau étrange A	17
eau étrange B	200
	10'016

Fig. 7

Wassergewinnung in der Schweiz (Hochrechnung)
Captage d'eau en Suisse (Extrapolation)

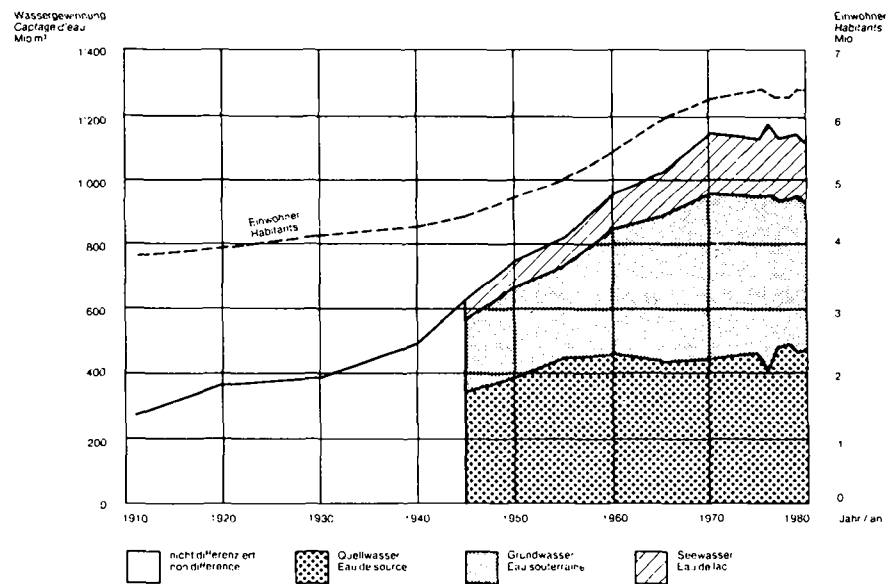


Fig. 8 Delivery of water

Wasserabgabe — Livraison de l'eau						
Aufteilung der Jahresabgabe — Détail des livraisons annuelles						
an Haushaltungen aux ménages		an Gewerbe und Industrie à l'artisanat et l'industrie	für Kühlzwecke pour réfrigération	für öffentliche Zwecke und Brunnen pour services publics et fontaines	Selbst- verbrauch Consommation Service des eaux	Verluste Pertes
ohne Wassermesser (geschätzt) sans compteur (estimation)	mit Wasser- messer avec compteur					
40	41	42	43	44	45	46
1000 m ³	1000 m ³	1000 m ³	1000 m ³	1000 m ³	1000 m ³	1000 m ³
92	3'713	2'369	128	1'258	50	2'148

Fig. 9

Wasserabgabe in der Schweiz 1980 (Hochrechnung)
Livraison d'eau en Suisse 1980 (Extrapolation)

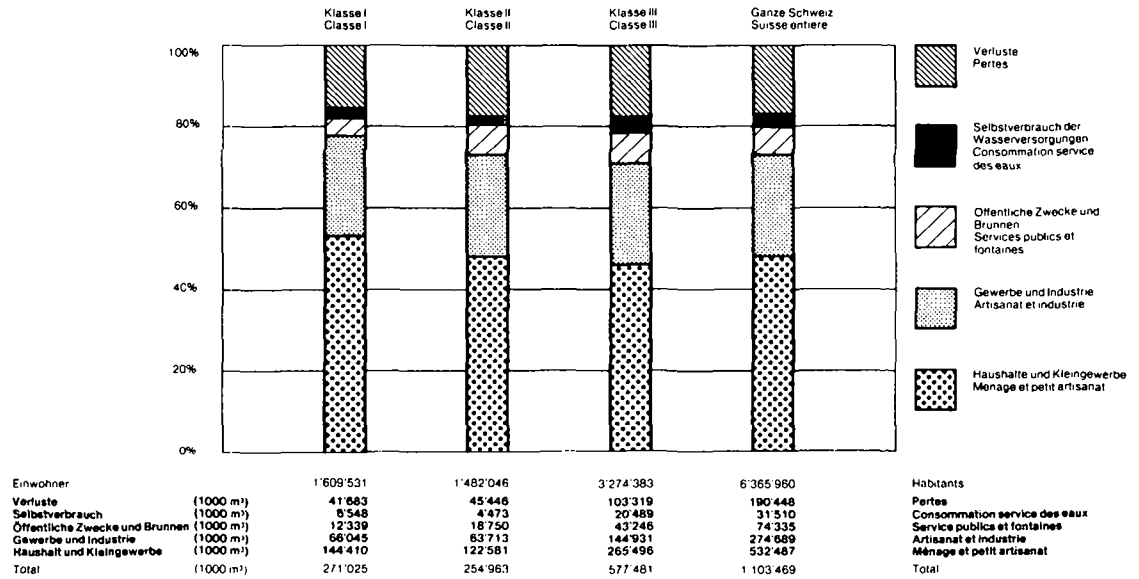


Fig. 10

Wasserabgabe — Livraison de l'eau			Wasserabgabe in 24 Stunden Quantité livrée en 24 heures					
Aufteilung der Wasserabgabe — Répartition de l'eau			im eigenen Versorgungsgebiet — dans le propre réseau					
Jahresabgabe — Livraison par an			Total			pro Kopf — par habitant		
Abgabe im eigenen Ver- orgungsgebiet Livraison dans le propre réseau	Abgabe an andere Versorgungen Livraison à d'autres services	Gesamt- abgabe Quantité totale	Maximum	Minimum	Mittel Moyenne Col. 47 365	Maximum Col. 50 Col. 3	Minimum Col. 51 Col. 3	Mittel Moyenne Col. 52 Col. 3
47	48	49	50	51	52	53	54	55
1000 m ³	1000 m ³	1000 m ³	m ³	m ³	m ³	l	l	l
9'758	32 1)	10'016	37'000	-	26'734	698	-	504

Fig. 11

Entwicklung des mittleren (q_m) und maximalen (q_{max}) Wasserverbrauchs pro Einwohner und Tag (l/E d) von 1945-1980
Evolution de la consommation d'eau moyenne (q_m) et maximale (q_{max}) par habitant et jour (l/E d) de 1945-1980

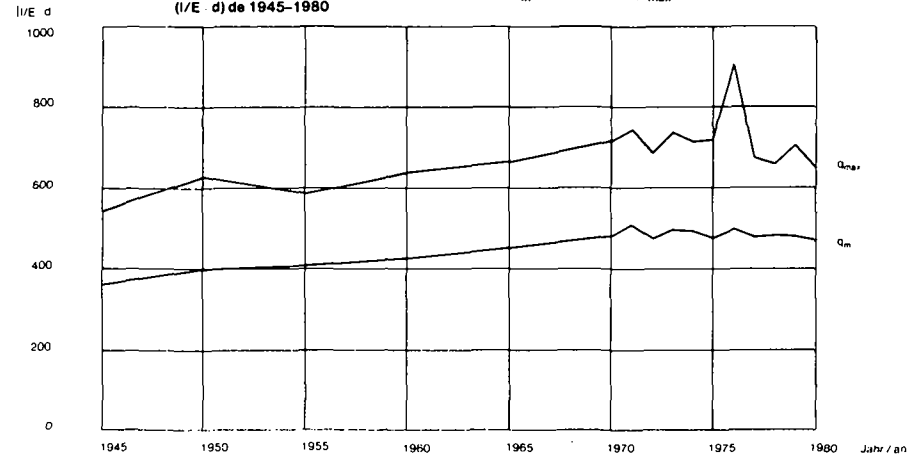


Fig. 12

Wassergewinnung — Prise et adduction de l'eau						
natürlicher genutzter Zufluss			Pumpenanlagen — Pompage			
Adduction par gravité, utilisée			Zahl der Pumpwerke Nombre des stations de pompage	Installierte Leistung Puissance installée		gepumpte Wassermenge im Jahr eau pompée par an
max.**	min.	im Jahr per an		l/min	kW	
5	6	7	8	9	10	11
l/min	l/min	1000 m ³		l/min	kW	1000 m ³
20'100	20'100	8'913	11	35'000	880	727
3'000			1	4'500	50	-
20'000			1	20'000	520	159
échange		17	-			
400		197	2			3
		9127	15	60'000	1'450	889

Fig. 14

Desinfektion des Wassers Désinfection de l'eau			Kontrolle des Wassers Contrôle de l'eau					
Behandlungsart Genre de traitement	behandelte Wassermenge im Jahr Quantité d'eau traitée par an	mittlere Dosierung Dosage moyen	Natur des Wassers Nature de l'eau	Periodizität Périodicité		Karbonathärte franz. Grade Dureté passagère Degrés franç.	Gesamthärte franz. Grade Dureté totale Degrés franç.	pH-Wert Valeur du pH
				bakteriologisch pro Jahr bactériologique, par an	chemisch pro Jahr chimique, par an			
13	14	15	16	17	18	19	20	21
	1000 m ³	g/m ³ ·				‰	‰	
Chlorgas	11'034	0,2	eau de source	12	4	22	15	7,8
Javel	1'625	0,13	eau de lac	52	6	9,5	14,5	7,8
Ozon	223	0,3	eau étrangère	12	4			7,8
			eau du réseau	26	4	22	15	7,8

Fig. 15

Kontrolle des Wassers Contrôle de l'eau						
Natur des Wassers Nature de l'eau	Nitrate Nitrates NO ₃ ⁻		Chloride Chlorures Cl ⁻		Sulfate Sulfates SO ₄ ²⁻	
	Konzentration concentration	Monat der Messung Mois de mesurage	Konzentration concentration	Monat der Messung Mois de mesurage	Konzentration concentration	Monat der Messung Mois de mesurage
	mg/l		mg/l		mg/l	

Fig. 13

Histogramm des Energieverbrauches pro m³ Wasser von 172 Wasserversorgungen
Histogramme de la consommation d'énergie par m³ d'eau de 172 services des eaux

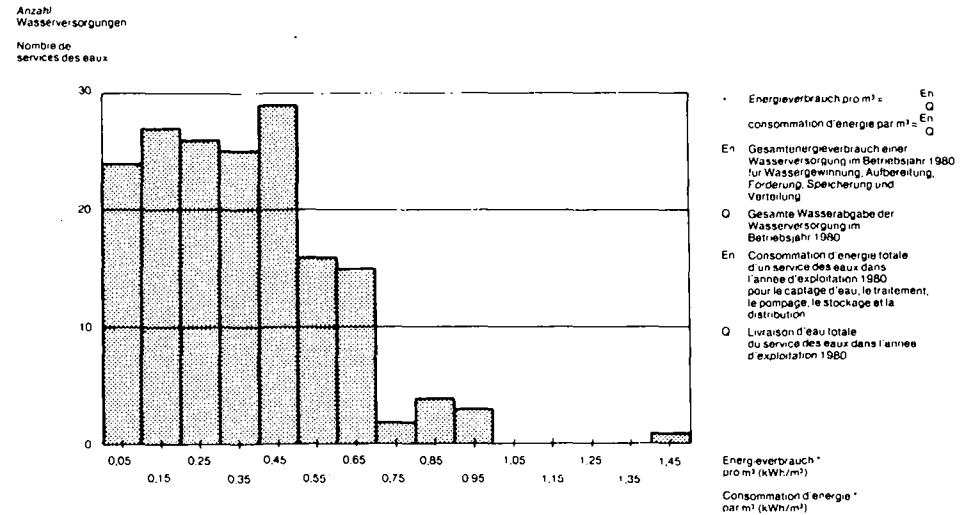


Fig. 16

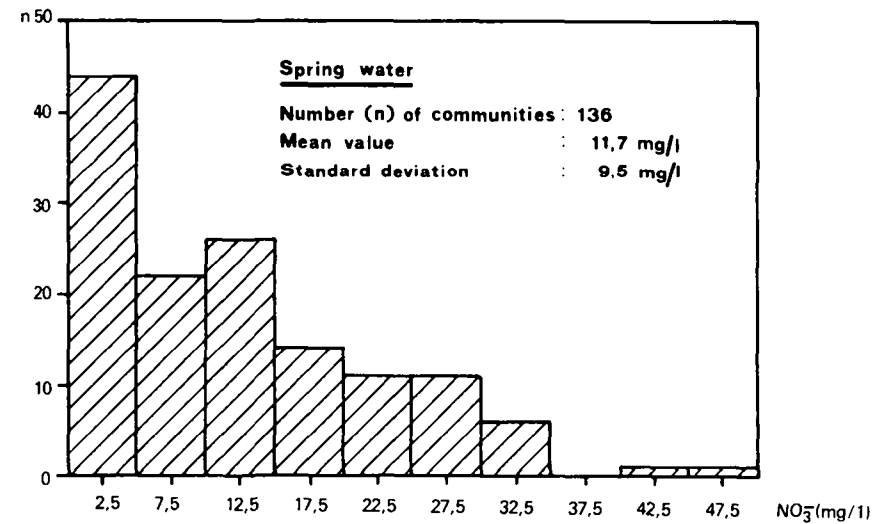


Fig. 17

Wasserspeicherung Accumulation			Wasserverteilung — Distribution de l'eau								
Anzahl Reservoirs Nombre des réservoirs	Gesamt- inhalt aller Reservoirs Capacité totale de tous les réservoirs	davon Lösch- reserve dont réserve d'incendie	Rohrnetz — Réseau						Hydranten Hydrants		Druck- höhe Pression max./min.
			Material Matériaux	Länge der Leitungen Longueur des conduites			Rohr- durchmesser Calibres max./min.	Schieber Anzahl Vannes nombre	Überflur Anzahl Bornes nombre	Unterflur Anzahl Souterrains nombre	
26	26a	26b		27	28	29					30
22	23	24	25	Ø 150 mm	Ø 150 mm	total	mm	mm	mm	mm	m
18	26'570	2'185	Gusseisen Dukt. Guss Stahl Eternit	m	m	m	70/650 70/800	3'753		3'229	150/20
						345'088					
						51'338	100/1200				
						396'426					

Fig. 19

Wasserabgabe — Livraison de l'eau						Bemerkungen Observations
Wassermessung und -verrechnung — Comptage et tarification de l'eau						
ohne Wassermesser sans compteurs		mit Wassermesser — avec compteurs				
Anzahl Abonnenten Nombre d'abonnés	Tariffbasis Base de la tarification	System Système	Anzahl Abonnenten Nombre d'abonnés	Preis pro m ³ Prix par m ³	Andere Tarif-Grundlagen Autres bases de la tarification	
32	33	34	35	36	37	
235	Jauge, robinet forfait	à cadran noyé Compt. magnét Compt. Woltmann	2'550 5'100 100 7'750	40 Cts.	avec abonnement de base mini, calculé s/nombre de pcs montage Fr.1.20/ m ³ mini, consom. suppl. 50cts/m ³ pour l'ensemble du réseau PUR	
					37: Tarif spécial pour climatisation Q > 2m ³ 27: que des tuyaux revêtus	

Bemerkungen Observations	Wasserabgabe — Livraison de l'eau						
	Besondere Verbraucher — Consommateurs spéciaux						
	Zahl der ange- schlossenen Liegen- schaften Nombre des propriétés alimentées	Anzahl der öffentlichen Brunnen Nombre des fontaines publiques	Anzahl Sprinkler- anlagen Nombre des installations sprinkler	Öffentliche Schwimmbäder Piscines publiques		Private Schwimmbäder Piscines privées	
38	39	39a	Anzahl Nombre	Inhalt total Capacité totale	Anzahl Nombre	Inhalt total Capacité totale	
			39b	39c	39d	39e	
38 + 39: approximatif 39d: 136 ± 50 m ³	7'250	300	20	7		231	
				m ³		m ³	

Fig. 18

Entwicklung des gesamten Reservoirvolumens sämtlicher von der Statistik des SVGW erfassten Wasserversorgungen von 1960-1980
Evolution du volume des réservoirs total de tous les services des eaux considérés de la statistique de la SSIGE de 1960-1980

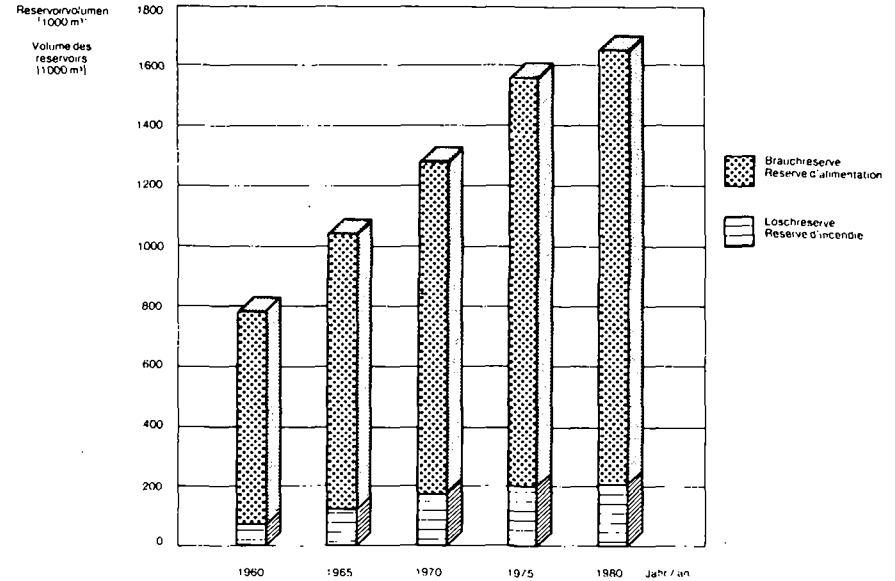


Fig. 20

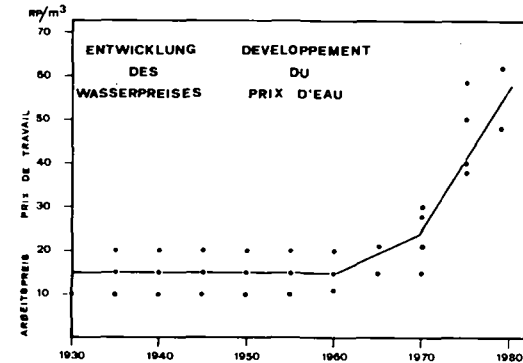


Fig. 21

Spezifische Zahlen — Données spécifiques								Ort Localité
bezogen auf mittlere Tageswasserabgabe par rapport à la quantité moyenne d'eau distribuée en 24 heures				bezogen auf maximale Tageswasserabgabe par rapport à la quantité maximum d'eau distribuée en 24 heures			Natürlicher Wasser- zufluss	
Installierte Leistung der Wassergewinnung Puissance installée de l'adduction d'eau	Reservoir- inhalt Contenance des réservoirs	Rohrnetz- länge Longueur des conduites du réseau	Installierte Leistung der Wassergewinnung Puissance installée de l'adduction d'eau	Reservoir- inhalt Contenance des réservoirs	Rohrnetz- länge Longueur des conduites du réseau	Adduktion par gravité	Gepumptes Wasser Adduktion par pompage	
56	57	58	59	60	61	62	63	
	Tage	m/m'	%	Tage	m/m'	%	%	
4,7	0,8	11,6	3,4	0,6	8,3	91	9	

1. Introduction

Dans les travaux de l'AIDE, ce sujet de la documentation a déjà été traité une fois par René Colas (France) lors que la 2ème Conférence de l'AIDE (Paris 1952) sous le titre "Technique de la nomenclature". A cette époque, les problèmes les plus importants étaient le désir d'une harmonisation des unités, des termes et des définitions à l'échelle mondiale et leurs traductions correspondantes. Il est heureux de noter aujourd'hui, 30 années plus tard, que la liste détaillée de Colas sur les innovations souhaitables a été réalisée. Les conditions essentielles pour une compréhension internationale scientifique, technique et commerciale dans le domaine de l'eau existent maintenant.

Depuis la création de l'AIDE, le domaine de la documentation et de l'information est passé par une période de développement considérable et innattendue. Il y a quelques décennies seulement le mot documentation pouvait être défini en pratique par les mots: amasser, arranger et distribuer, tandis que le mot "document" représentait des pièces utilisées pour étudier et prouver. Aujourd'hui la documentation et la théorie de l'information sont devenues une science indépendante avec une définition qui occupe plusieurs pages de l'encyclopédie.

La tendance moderne veut que toute branche de science et de technologie soit affectée par une montée toujours grandissante d'information; l'eau n'y fait pas exception.

Tous les jours des spécialistes de l'eau comprenant certainement des membres de mon distingué auditoire reçoivent de l'information, souvent trop. Beaucoup de cette information est sans importance, mais certains faits qui pourraient être importants pour votre service ou une partie de son personnel sont mal compris, ignorés ou saisis par des personnes peu intéressées. Beaucoup d'erreurs de fonctionnement et de planning pourraient être évitées si les intéressés avaient l'information requise au moment voulu. En se basant sur le principe que "la connaissance, c'est le pouvoir", beaucoup de faits et de documents utiles arrivent là où ils ne devraient pas. Le résultat est un blocage ou une coupure des voies de communication et des plaintes des preneurs de décisions à un niveau plus bas pour manque d'information.

Cette dernière observation montre que bien que la tâche principale d'une organisation est de procurer et d'agir sur l'information obtenue; la diffusion de la documentation essentielle est aussi d'une grande importance.

Dans les limites de l'étude du Sujet Spécial 20 "Eau et Documentation", il n'est pas possible de faire plus que d'esquisser les caractéristiques essentielles d'un sujet aussi vaste que l'information dans le secteur de l'eau. Les observations qui suivent seront donc limitées aux problèmes associés avec le besoin d'information et son obtention, y compris des exemples de documentation des genres qui ont toujours été d'une importance vitale pour la planification et le fonctionnement des services de la distribution de l'eau.

2. Information requise par les Services des Eaux

Comme il a déjà été dit dans l'introduction, les besoins d'information des services des eaux dépendent de divers facteurs, et surtout du concept et de la structure du service et autres paramètres tels que la grandeur et le fonctionnement de l'organisation. Pour des entreprises qui doivent traiter l'eau, la qualité de l'eau brute et le système de traitement jouent un rôle important dans la détermination de l'étendue de l'information requise.

Les services d'eau fournissant des populations de plus de 20000 hab. sont décrits dans cette étude comme des services 'urbains' ou 'importants'; ceux qui fournissent de 2000 à 20000 comme 'moyens' et ceux pour moins de 2000 comme 'petits' ou 'très petits'. En Suisse, ce dernier groupe comprend environ 2000 entreprises, représentant 80% approximativement de tous les services d'eau en Suisse et fournissant à 22% de la population suisse en eau potable.

Une récente étude par le SSIGE a donné les chiffres suivants pour le personnel travaillant pour les services des eaux. Pour 1000 habitants, les services importants emploient 0,54 employés en moyenne, les services moyens un peu moins et les petites entreprises surtout du personnel à temps partiel. Généralement le concept de l'installation ne dépend pas de sa dimension, mais il est à noter qu'en Suisse à quelques exceptions près, les installations complexes sont essentiellement entre les mains des services importants.

2.1 Petits services des eaux

On peut voir avec les petits services des eaux qu'à cause de leur personnel limité ils ne peuvent se procurer toute l'information requise pour leur fonctionnement. D'après les directives SVGW et les règlements cantonaux, ces services devraient avoir accès à une documentation fournissant les informations sur les principaux éléments de la distribution d'eau en question.

La documentation requise pour le planning est:

- Un plan général du procédé de distribution
- Des plans des conduites principales, secondaires et des branchements
- Les plans pour la protection contre l'incendie
- Les plans d'installations tels que des réservoirs, des stations de pompage, etc.
- Les rapports annuels.

Des déclarations de divers services permettent de présumer que ces documents existent généralement quelque part dans les archives, mais dans de nombreux cas, surtout pour les petits services d'eau, ces éléments de base ne sont pas disponibles à bref délai.

2.2 Services des eaux moyens

Suivant la dimension du service, on trouve de 1 à 10 employés à plein temps. De ce fait, la plupart sont à même d'obtenir eux-mêmes l'information requise ou savent l'obtenir à l'extérieur. Généralement les services dans ce groupe ont des documents de base disponibles, mis à jour et accessibles rapidement.

A quelques exceptions près ces services peuvent éditer leurs propres statistiques. Il devient de plus en plus habituel de produire des rapports annuels utiles avec des statistiques sur le fonctionnement du service et les comptes annuels détaillés. Ce genre de documentation est essentiel pour la planification à moyen et à long terme d'un service des eaux. Soit dit en passant, j'oserai indiquer ici que l'importance de ces rapports annuels pour les relations publiques est très souvent sous-estimé.

2.3 Services importants ou urbains des eaux

Les services importants des eaux existent depuis longtemps et disposent de documents bien classés et faciles à consulter. Il n'est donc pas surprenant que dans bien des domaines ces entreprises peuvent subvenir à leurs propres besoins d'information et peuvent en plus fournir de l'information aux autres.

Pour résumer, on peut dire sur le mouvement de l'information:

- les petits services des eaux reçoivent de l'information. Ils dépendent surtout de l'information fournie de l'extérieur.
- les services moyens des eaux ont des structures qui varient beaucoup et ils assument donc une position intermédiaire sous ce rapport.
- les services importants des eaux sont les fournisseurs d'information à l'industrie de la distribution de l'eau.

3. Obtention d'information

Les conditions indispensables pour avoir une documentation autonome dans les services des eaux ne sont pas faciles à définir et ne sont pas limitées à une dimension particulière, bien que l'on puisse dire qu'il faut une infrastructure minimum pour établir et utiliser un service de documentation complet. Un élément important dans le calcul est l'attitude de la direction vis à vis de la fourniture d'informations. Normalement c'est à la direction de décider si un service de documentation doit être mis sur pied et si oui, comment s'en servir. Une fois qu'un tel service est créé, il faut le maintenir systématiquement et sciemment, et saisir toutes les occasions pour attirer l'attention du personnel sur les utilisations directes et indirectes du centre de documentation.

3.1 Documents internes

Ceux-ci embrassent toutes les sources d'information dans une entreprise ayant quelque rapport avec l'installation ou les données techniques. On peut considérer comme sources classiques de documentation:

- les plans de l'installation, y compris les plans des réseaux de conduites;
- les listes de
 - consommateurs d'eau
 - fournisseurs d'installations et de pièces
- les rapports annuels, comptabilité incluse
- les statistiques sur les paramètres de fonctionnement tels qu'achat, consommation, niveaux des eaux souterraines, consommation de produits chimiques, pannes, consommation d'énergie, analyses coût-efficacité, etc
- les archives, dossiers administratifs inclus
- les collections d'objets intéressants: tuyaux désuets, pièces défectueuses, vieux plans, outils, brochures, etc.
- des photos de bâtiments, de sites de construction, d'accidents, de pannes, etc.
- des rapports d'enquête officiels sur les essais sur la qualité, les rapports des experts, etc.
- l'historique de l'entreprise.

3.2 Organismes et sources d'information extérieurs

Que le service de l'eau ait ou non un service d'ingénierie, il ne peut se passer d'information extérieure.

Les tableaux 1 et 2 ne prétendent pas constituer un système exact pour classer les organismes et les sources qui peuvent fournir de l'information à un service et ils ne sont pas complets. Mais la liste des sources et des organismes fournissant de l'information et la façon dont ils sont disposés dans les tableaux représentent en gros la pratique actuelle dans les pays industrialisés d'Europe Occidentale.

Les données du Tableau 1 fournissent un résumé des

sources d'information et les spécialités essentielles. La colonne 3 montre certaines applications possibles qui sont elles-mêmes subdivisées suivant la façon de les évaluer et de les traiter dans la documentation interne.

Le Tableau 2 montre les organismes d'information les plus courants du point de vue d'une entreprise de distribution de l'eau. A l'opposé de la nomenclature du Tableau 1, où les média—presse et littérature techniques—sont indiqués comme *sources* d'information, dans ce résumé les institutions pouvant fournir de l'information sont indiquées comme des *organismes* d'information. Les institutions qui pourraient fournir de l'information ou des documents spécialisés dans quelque domaine aux services des eaux sont énumérées et dans la colonne 2, les points principaux de raccordement et de recouvrement entre les services des eaux et les institutions en question sont indiqués. La troisième colonne contient plusieurs sources possibles, associées aux domaines en question, définies par des mots-clés.

4. Etudes d'exemples dans la documentation de l'eau

La demande par des entreprises, des organismes de planification et des autorités pour avoir de l'information s'intensifie rapidement lorsqu'il y a des pannes; des modifications de l'installation ou du matériel se font ou de nouvelles installations sont prévues et équipées. Les documents internes ne sont pas toujours complets ou tenus à jour. Beaucoup de données ne sont jamais enregistrées ou ne peuvent être réunies qu'avec difficulté et lentement. C'est alors que la demande pour une information extérieure comparative se fait sentir. Suivant le champ d'étude, la demande peut en être faite à l'organisme approprié indiqué au Tableau de la page 4. Normalement les problèmes des planificateurs sont posés à l'association professionnelle qui convient; en Suisse c'est généralement la SSIGE, surtout pour les questions de statistiques, de politique en matière de ressources en eau, la loi, les normes et le matériel.

4.1 Statistiques sur l'eau potable

En tant que membre du personnel du SSIGE, je voudrais donc concentrer mes commentaires sur les statistiques du SSIGE sur l'eau potable comme exemple d'une documentation intéressant l'industrie, les autorités et le grand public. Ces statistiques sur l'eau sont tenues par le SSIGE depuis 1901 donc depuis 80 ans, et elles couvrent une grande richesse d'information sur le développement des services des eaux en Suisse. Jusqu'à 1960 environ, ces statistiques étaient structurées surtout pour satisfaire des conditions nationales particulières, mais après plusieurs interventions du Prof. E. U. Trueb du FITZ¹ elles furent remaniées suivant les normes internationales par suite des travaux faits par le Comité International sur les Statistiques de l'Eau. Depuis dix ans l'enregistrement et la documentation des données intéressantes sur la distribution de l'eau font partie intégrale de ces statistiques. En plus des détails habituels sur la qualité de l'eau, des données sur la qualité de l'eau brute ont récemment été introduites également. Une documentation bien établie de ce type est importante pour les scientifiques et le public en général, ainsi que pour les services s'occupant de la distribution de l'eau pour permettre de tracer la façon dont la qualité de l'eau potable a évolué.

Les courbes 1 à 4 des Annexes fournissent de l'information sur la structure méthodologique et sur certains détails des statistiques du SSIGE sur l'eau potable. Ces résumés montrent aussi comment plus de 160 données sont recueillies et transmises au public et suivant quelle périodicité. Des évaluations représentées graphiquement sont encore préparées aujourd'hui pour

les divers sujets. Ces présentations graphiques ont le grand avantage de fournir une connaissance rapide et générale des divers domaines des données et des écarts ou des tendances souvent difficiles à détecter pratiquement peuvent aussi être analysés à partir des courbes de tendances à long terme.

Statistiques pour la Planification

Une collectivité suisse typique du Plateau Central, que nous appellerons "W" envisage une augmentation de sa population de 33% d'ici l'an 2000. Elle prépare donc l'agrandissement de son réservoir qui deviendra nécessaire dans les vingt années qui viennent et essaie de fixer une date pour la construction en s'appuyant sur les statistiques disponibles.

Les exigences imposées aux planificateurs qui conçoivent les installations pour la distribution de l'eau semblent souvent contradictoires. En premier lieu, pendant la durée de vie prévue—de 25 à 80 ans—de l'installation ou d'une partie de celle-ci, il faut faire face aux demandes de pointe qui ne durent que quelques heures ou quelques jours et généralement seulement lors d'années de sécheresse. Par contre, pour des raisons d'hygiène, les conduites et les réservoirs ne doivent pas être trop grands. Donc les planificateurs doivent pouvoir se référer à une expérience pratique et des données-clefs pour les installations de distribution de l'eau dans des circonstances semblables, s'ils veulent concevoir une installation optimale qui assurera un fonctionnement économique et sans pannes.

La façon dont la consommation spécifique, exprimée en $q_m(l/E.d)$ va évoluer est connue du fait des résultats statistiques de ces dernières années: en effet en Suisse, nous avons atteint la limite de la saturation. Aucune augmentation du q_m n'est à prévoir dans les années qui viennent. Dans bien des endroits, les pointes de consommation, équivalentes pour la plupart à des services d'eau à leur limite supérieure, furent atteintes lors de la sécheresse de 1976.

D'après les statistiques SSIGE à la Fig. 1 (Page 5) on peut voir que $q_m(CH)$ (c'est-à-dire la consommation moyenne par tête en Suisse (l/h.d) s'est nettement aplanie, et est restée constante ou fut légèrement réduite au cours de ces dix dernières années. Les figures pour $q_m(W)$ et $q_{max}(W)$ sont données pour la communauté "W". Ces chiffres sont un peu un-dessous de la moyenne pour la Suisse mais montrent une tendance parallèle remarquable depuis 1968, conduisant à un "standard consommateur".

La Fig. 2 (Page 5) montre $q_m(CH)$ et la figure spécifique moyenne $q_m(W)$. De même, les courbes pour $s_{V(CH)}$ et $s_{V(W)}$ (c'est-à-dire la capacité spécifique du réservoir

$\frac{vRes(m3)}{Pop.}$ jusqu'en 1980 est indiquée.

En tenant compte du fait que les figures comparées $r_{m(CH)} = (s_{V(CH)} : q_m(CH)) \cdot 100$ en pourcentage, déterminées statistiquement sont placées dans la gamme de 60% à 90%, il est possible de tirer la conclusion pour la distribution d'eau pour W d'après cette comparaison qu'il est admissible pour le moment de ne pas élargir le réservoir. Si les figures $q_m(W)$ restent inchangées et si la population augmente sans cesse jusqu'à l'an 2000 comme prévu, le facteur limitatif $e_m(W)$ atteindra son chiffre le plus bas, 60%, en 1995 au plus tôt. Cette information statistique comparative peut être considérée comme la directive de base pour la planification. Ensuite c'est aux planificateurs et peut-être aussi aux hommes politiques d'établir le poids à accorder à cette statistique de planification réalisée sur les équipements actuels pour arriver à une décision sur le moment opportun pour lancer le nouvel investissement.

La Fig. 3 (Page 5) montre la distribution de fréquence du rapport $r_{max}(\%)$ entre la capacité du réservoir $V_{res}(m3)$ et la livraison journalière maxima d'eau $Q_{max(d)}(m3)$ pour un total de

$$r_{max} = \frac{vRes}{Q_{max(d)}} \cdot 100$$

Avec un chiffre de 72,0%, la "Collectivité W" n'est que 4,2% seulement en-dessous du chiffre moyen pour les 187 services d'eau étudiés. Ce fait renforce la supposition faite concernant la consommation d'eau, soit que les conclusions tirées des statistiques pour toute la Suisse valent également pour la "Communauté W".

Cet exemple classique de planification de réservoir démontre la valeur extrême d'un matériel statistique fiable.

En plus des figures clefs sur la consommation, les statistiques fournissent aussi une documentation intéressante sur les caractéristiques de fonctionnement. En ce qui concerne les augmentations de prix prévues pour l'eau potable, les directeurs opérationnels seront intéressés par le mouvement des prix de l'eau à des niveaux régionaux, nationaux et internationaux.

Ces données qui peuvent être obtenues des statistiques nationales ou internationales appropriées sont fort recherchées par des hommes politiques et le public pour faire des comparaisons. Beaucoup de services des eaux et les organismes politiques auxquels ils rendent compte préfèrent utiliser des chiffres caractéristiques comme moyen d'orientation pour décider en matière de personnel. Ici des chiffres tels que le rapport entre le personnel commercial et technique ou entre nombre d'employés et acquisitions journalières ou annuelles en m3 sont des instruments utiles pour des exercices de direction. Du fait que les données internes n'arrivent généralement pas à convaincre les hommes politiques, il y a préférence pour des chiffres comparatifs de services pareillement situés comme base de réponse.

Les exemples ci-dessus constituent un choix parmi plusieurs démontrant que des comparaisons statistiques peuvent fournir des preuves solides comme base pour des décisions importantes.

4.2 L'importance de la planification du service des eaux dans la documentation sur l'eau

Les plans requis par un service des eaux sont divers, allant de schémas généraux pour des études de conduites, à des plans globaux, à une échelle allant de 1/25 000 à 1/200 000. Les plans sont d'importance primordiale en particulier pour tous les types de conduites souterraines, reconnues comme étant la partie la plus coûteuse d'un système de distribution, et qui ont généralement la plus longue durée de vie. Des plans, au sens plus étroit du mot, comprennent aussi les aspects fonctionnement, tandis que la conception du projet est considérée comme partie intégrante de la planification.

Bien que suivant les dimensions d'une usine d'eau, certaines variations dans la structure des plans soient possibles, les plans suivants sont fondamentaux:

- Plans de positionnement général à une échelle de 1/25 000 à 1/200 000 ou même 1/1 000 000.
- Plans des conduites principales à une échelle de l'ordre de 1/10 000.
- Plans généraux du système de commande à distance, par ex. 1/10 000.
- Plans généraux au 1/5000 montrant les diverses zones de pression en coulerus différentes
- Plans des conduites pour surveillance technique au 1/200

- Plans des circuits, 1/200.
- Lorsqu'il n'y a pas de plans au 1/200, des croquis faits à la main des conduites montrant des chiffres pour divers éléments suivant les directives officielles de l'étude, à une échelle de 1/500 ou 1/1000.
- Plans individuels (dessins de travail) des bordures des puits, des puits souterrains, des stations de pompage, des installations de traitement, des réservoirs, etc.
- Schémas des eaux souterraines montrant des isohypses, des niveaux des tubes et des détails sur l'épaisseur et la perméabilité de la nappe aquifère.
- Jeux de profils de forage.
- Diagrammes de fonctionnement des installations de traitement, etc.

Le plan du réseau principal est particulièrement important, ainsi que le plan des conduites pour surveillance et le plan des circuits.

Le *plan principal du réseau* est essentiellement la base pour l'institution rapide et efficace de mesures d'isolement dans des cas spéciaux de fonctionnement tels que ruptures de la ligne principale, panne d'une station de pompage etc. Il faut ici choisir l'échelle de façon à pouvoir disposer de tout le système de distribution sur un seul plan afin que le système entier puisse être visualisé en un coup d'oeil. Pour des villes moyennes une échelle de 1/10 000 suffira pour ceci et pour les grandes villes il est possible de clarifier l'affaire en ayant un plan de tuyauterie principale à l'échelle plus élevée.

La tuyauterie principale est définie essentiellement comme les lignes ayant une largeur nominale de ≥ 300 mm. Généralement les lignes de distribution sont parallèles pour fournir les points de raccord aux maisons et aux prises d'eau.

Les conduites de distribution ne sont indiquées sur les plans de tuyauterie principale qu'aux points de raccordement ou et si nécessaire. Les diverses zones de pression sont indiquées par des couleurs différentes. Des schémas de contour net des points nodaux du système de conduites principales, montrant les vannes d'isolement, les vannes de drainage, les événements et les branchements sur les conduites de distribution devraient être indiqués en marge du plan et doivent donner toutes informations nécessaires pour la gestion.

En plus, le plan principal du réseau représente la base de tous les essais hydrauliques sur réseau et pour prendre les dimensions d'éventuelles extensions.

Le *plan des conduites pour surveillance* est l'illustration synoptique de toutes les conduites posées sous terre; conduites de gaz, chauffage local et, conduites des eaux d'égout, ainsi que câbles pour l'électricité, télécommunications etc. Une lecture nette de l'ensemble n'est possible que si on peut se dispenser de mesures, ce qui présume une échelle de 1/200. Une échelle de 1/500 ne convient que pour une étude provisoire des conduites, du fait que s'il y a congestion

de conduites la lecture devient insuffisante. Pour éviter la perte d'information requise pour rédiger à nouveau à 1/200, des tracés montrant les mesures doivent être donnés pour les lignes individuelles. Pour pouvoir reproduire des copies rapidement, il faut que ce plan des conduites d'une seule couleur, nécessitant donc l'utilisation de système de lignes pleines et hachurées pour les diverses conduites.

Les *plans des circuits* à une échelle de 1/200 sont tirés du plan précédent pour servir aux travaux individuels. Ils indiquent le nombre de vannes d'isolement et de prises d'eau, l'emplacement des couplages et autres, les élévations des points hauts et bas et, si nécessaire, des sections transversales de structures spéciales, etc. Travailler sur un plan pour surveillance pour obtenir un plan des circuits confirme que l'information requise pour les installations autres est bien disponible lorsque des travaux doivent être effectués sur le réseau des conduites d'eau; évidemment ceci n'est vrai en fait que si une mise-à-jour est sans cesse effectuée, et ici l'informatique peut rendre d'excellents services.

Les plans des conduites de l'ingénieur et des circuits présumement un traitement sophistiqué du matériel disponible et une étude adéquate des conduites par un personnel qualifié.

Bibliographie

1. Trüeb E. U., Prof. für Siedlungswasserwirtschaft und Hydrologie an der ETHZ: Vorlesung Wasserversorgung 1974 und: Die Wasserversorgungen der Schweiz im Jahre 2000; erschienen in der Jubiläumsschrift 100 Jahre SVGW
2. Trüeb E. U., Dipl.Ing.ETHZ: Teilleitbild der Siedlungswasserwirtschaft, Primärteil, 1970, Gas/Wasser/Abwasser Heft Nr. 1/1970
3. DVGW: Ermittlung des Wasserbedarfes als Planungsgrundlage zur Bemessung von Wasserversorgungsanlagen, Teil 1, 1978, DVGW-Schriftenreihe, Wasser Nr. 19
4. SVGW, Schweizerischer Verein des Gas- und Wasserfaches: Trinkwasserstatistik, Ausgabe 1980, Statistische Erhebungen des SVGW, Zürich, (seit 1901)
5. International Water Statistics 1968-1977, Editor: Committee "International Water Statistics", Verlag: -BGW- Euskirchnerstr. 80, D-5300 Bonn 1
6. David Kinnersley, London U.K., Water Use and Consumption, General Report 2, IWSA Congress 1980, Paris
7. Thomas Pitsch, Dipl.Ing.ETHZ, CH-8800 Thalwil, "Studies into the Domestic Consumption and Peak Consumption and Peak Consumption of Drinking Water in Switzerland"

M. R. Steyn, South African Water Information Centre, Pretoria 0001, South Africa.

Many different types of information are required to aid water suppliers in decision making; planning of future choices; day-to-day housekeeping and monitoring of such issues as personnel and public relations; scientific and technological requirements; legal aspects and economic decisions.

Being an information officer in a water information centre which caters for the information needs of scientists, researchers, engineers and to a certain

extent, management, I am in a position to elaborate on the information requirements of these categories and ways and means of fulfilling these requirements.

The management, scientists and engineers involved with water supply are concerned with the economics of projects and the quality of the end product. They need to know how much their product will cost, the feasibility of new projects and developments that are taking place elsewhere in the world that may supersede their work.

One of the prime tasks of the information specialists is to inform them of worldwide developments and to glean this information from any possible source.

There is a clear need for a bank of information which is properly classified, coded and stored, so that information searches can be carried out quickly and efficiently. One of the prime objectives of an information scientist is to construct, or gain access to such a data bank, and to supply the user with the information he requires. He can also make use of information that is to be found in various other places such as Handbooks, Abstracting bulletins, Reviews, Patents, Journals, Numerical data and Encyclopedias.

As can be seen from figure (1) the extent of the overall growth of information is phenomenal. The ordinary scientist, engineer or manager may find it increasingly difficult to handle the information available without some external aid. This is where modern information handling techniques and other available aids such as computers must be used as efficiently as possible. Information centres in various disciplines and fields of application were created to help manage this flood of information. The need for general information to keep broadly based, however, is today no less important than in the past and library facilities must be available where scientific and technological journals can be obtained and read.

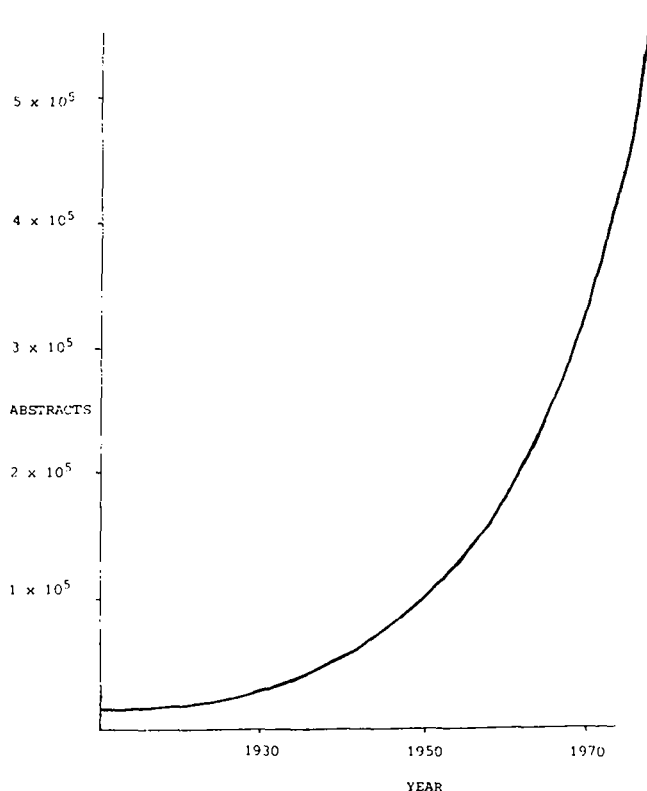


Fig. 1.

Mrs. L. E. Newman and Dr. W. B. Wilkinson, Communications Group, Water Research Centre, Medmenham, Bucks.

"WATER TECHNOLOGY INFORMATION—A VITAL RESOURCE"

The water engineer or water scientist in addition to design or operational work on traditional water supply and wastewater schemes is becoming increasingly involved with environmental matters, legislation, medical and socio-economic issues. He may therefore have need, often at short notice, for relevant information in any one of these areas.

On a world scale there is no shortage of information. The output from technical publishing in the form of journals and books continues to increase rapidly and at the same time the number of conference papers, technical reports and other non-conventional literature grows steadily. In Europe alone, it is estimated that £100m is spent each year on water research and related environmental matters and this involves some 2,500 research workers all of whom are contributing new information.

Thus the problem is not so much one of availability of information, but rather *accessibility* of information. The hydrogeological survey of an area under development or the comparative study of treatment processes appropriate to a specific project are of no benefit to the project designer unaware of their existence. In today's economic climate it becomes increasingly important for professional staff to make best use of existing information and where possible avoid unnecessary and expensive duplication of effort.

The information industry has developed very rapidly to keep pace with technological advances and information scientists have access to a wide range of facilities enabling them to respond to enquiries at all levels in most disciplines. Within the water industry there are a number of information services worldwide which have been designed specifically for those engaged in water—or wastewater—related activities.

The most significant information development in the last ten years has been the growth of public online search services. Today there are several relevant databases which may be searched from any teletype-compatible computer terminal to provide the searcher with instant access to a vast reservoir of information.

In Europe we find two water specific databases; AQUALINE produced by the Water Research Centre and AFEE produced by the Association Francaise pour l'Etudes des Eaux. Many other databases are available which contain information of importance to the water industry—Chemical Abstracts, Engineering Index, Geoarchive, Science Citation Index and so on. These, and many more, are available to anyone who has signed a simple agreement with an online computer service and become familiar with the straightforward procedures of searching.

The Water Research Centre recognises the major significance of these developments, but are also aware that there are problems which detract from these services being used to their greatest potential. The major problems are accessibility of unpublished or non-conventional literature (which may not find its way into a database), a lack of awareness of the services, language barriers and the need for countries to retain national identity.

To solve these problems, the Centre is

- (a) involved in a co-operative scheme organised through the Conference of the Directors of Major European Water Research Organisation to ensure comprehensive coverage of all bibliographic material from the co-operating countries
- (b) running training courses to improve awareness and develop information searching skills, and

(c) preparing a water technology multi-lingual thesaurus so that the AQUALINE database may eventually be searched in a user's native language.

Technical information must be seen by the water supply industry as a vital resource that has taken

considerable time and expense to gather. Water engineers and water scientists should be encouraged to use it as wisely and effectively as they would use their more obvious resources such as manpower, construction materials etc.

Performance indicators

Indicateurs de performance

Authors: N. F. Reader (UK)
Auteurs: G. Tremey (France)
A. Kempe (Germany)
P. Friis (Denmark)
M. Garcia Poveda (Spain)

Leading Contributor: J. L. Solanas (Spain)
Contributeur Principal:

N. F. Reader, Wessex Water Authority.
G. Tremey, Société Lyonnaise des Eaux
A. Kempe, Hamburger Wasserwerke
P. Friis, Copenhagen Water Supply
M. Garcia-Poveda, Canal de Isabel II (Madrid)

LIBRARY

International Reference Centre
for Community Water Supply

1. The need

1.1 The success of any business organisation is directly dependent upon the efficiency and effectiveness of its performance, where effectiveness is measured by the achievement of objectives and efficiency by the level of resources consumed in the process.

1.2 In the case of a commercial undertaking, which competes with similar organisations in the provision of particular goods or services, the forces of the marketplace will operate. Performance efficiency is essential to the profitability of such an organisation and profitability will in the longer term determine whether the organisation survives or goes under.

1.3 For public utilities and other organisations which enjoy a monopoly position in relation to the goods or services which they provide, different economic forces are in operation. Superficially the absence of direct competition removes the need to strive for greater profitability and thus to ensure long term survival. On the other hand, monopoly bodies are usually subjected to the critical scrutiny of government, both national and local, of the media and of the paying public. The presence of such public accountability generates (or perhaps more appropriately reinforces) the need to ensure efficiency of performance and value for money in the provision of goods or services to the consumer. Never is this need more strongly felt than in a period of recession in the world economy, such as that being experienced at the present time.

1.4 Not merely is it necessary to achieve efficiency, it is also essential to demonstrate achievement. Indeed achievement itself presupposes an ability to measure performance and movements in levels of performance from one period to another. Thus there arises a need for measures or indicators of performance whatever the nature of the particular organisation in question.

For commercial undertakings the most critical performance indicators are usually those based on profits earned related to levels of capital employed. Monopoly bodies must seek alternative measures of performance.

1.5 Within water undertakings the use of performance indicators is growing in importance as the basis for assessing the efficiency and effectiveness of the undertaking as a whole and of its component management units. Such measures can be used to trace

the trend in the performance of a given unit over a period of time as well as to make performance comparisons between two or more units.

1.6 Inter-unit comparisons have the advantage that they help to safeguard against stagnation and complacency. Assessed in isolation, a unit may only be judged in terms of its performance over time: there is no direct means of gauging its absolute level of efficiency. A much more objective and balanced perspective is given when the unit is set against comparable units. This principle applies to performance assessment of different units within an undertaking, and has led to the growth of formal and informal comparative studies between different water undertakings within a country.

1.7 It is a natural extension of the same principle for performance comparisons to be made across national boundaries. The analogy can be made with a football club whose team is highly successful in club competition in its native country but which fares very badly when pursuing European or world honours. Knowledge of relative standards in performance will prevent complacency, provide a stimulus to performance improvement and gradually lead to an overall raising of standards.

1.8 Since there is no international market competition between water undertakings, there can be no economic objection to the free exchange of information across national boundaries. Political objections should be outweighed by the potential benefits which are available to the participating organisations.

2. The response

2.1 It is against this background that at the Paris Congress of the IWSA in 1980, the Chairman's Committee of the Scientific and Technical Council suggested that an attempt should be made to explore the subject of performance assessment and international comparison under the aegis of the IWSA.

2.2 Accordingly a small international working group was set up to conduct a study with the following terms of reference:

- (a) to identify measures of assessment and comparison appropriate to different functions of an undertaking eg: treatment, distribution, metering, etc. The measures might be in terms of unit costs, manpower productivity or other relevant parameters;

(b) to work out actual comparisons between particular installations or operations in the participating organisations. Great importance was attached to the selection for this purpose of measures which could be used more extensively.

2.3 Membership of the working group comprised practitioners in the water services, with a good blend between engineering and financial disciplines. The emphasis was on few meetings, plenty of hard work and above all a positive and practical approach that would overcome the many difficulties.

2.4 The fabric of the working group itself provided an excellent forum for the interchange of ideas with performance indicators acting as a very effective stimulus.

2.5 A brief overview of the five organisations represented on the project group is presented at Appendix 1.

3. The objectives

3.1 It is important to stress that this is not an exercise in statistics. It has to be acknowledged that there is a real danger of losing sight of the basic purpose of performance indicators in the very exercise of formulating the indicators and developing the framework for comparison.

3.2 But nothing will be achieved unless comparisons are freely made and used as a means of identifying particular areas of activity where standards of performance vary significantly. Through the examination of those variations it should be possible to identify where improvements in performance can be made by adoption of more efficient methods of operation, management or administration.

3.3 The aim of the group has thus been to establish a framework of performance indicators which can be extended to encompass other organisations from other nations and to provide both a forum for the exchange of relevant ideas and an effective stimulus to performance improvement.

4. The problems

4.1 The problems which impede progress towards the fulfilment of the stated objectives should not be underplayed. Indeed they need to be fully recognised, clearly defined and systematically tackled. If they are ignored, the value of the whole exercise is at risk. Listed below are the more significant problems encountered by the group and, where appropriate, the action taken in response to them.

4.2 *Comunication*

This is something so basic that it is most easily overlooked. In the context of a working group where five participants with different native tongues come face to face across a table the problem is impossible to ignore. Of course it is necessary to find a common language which can be used as the medium of effective communication. But even more importantly it is necessary to define terms clearly, especially since the subject matter is of such a technical nature. Comparisons are meaningless unless the basis of comparison is common. A clear and unambiguous understanding of requirements is essential to the success of a comparative study. When the exercise is extended to encompass other organisations and communication will be by exchange of correspondence—typically by completion of a questionnaire—it will be vital to apply the experience gained within the group: to keep questions as simple as possible and to define clearly any technical terms used.

4.3 *Currency and Exchange Rates*

Differences in currency pose problems for the establishment of performance indicators which relate costs to units of output. Although the basic comparability problem can be overcome by expressing unit costs in terms of a common currency, the volatility of rates of exchange between currencies will still cause difficulties. As an alternative, the group have preferred to express all input resources in terms of equivalent numbers of employees. Manpower is the single most important resource element, accounting for approximately 60% of total operating and administration costs (ranging from 46% in the case of Wessex to 70% in the case of Madrid). The conversion of all resources to equivalent employee numbers is effected by determining the average annual cost of an employee within a particular undertaking. This factor is then used as the denominator to determine the number of employees equivalent to the annual expenditure on power, materials, outside services etc. The "equivalent employee" measure has the added advantage of providing a common denominator which takes account of major differences between organisations in the mix of resources used in the business of water supply.

The calculation is demonstrated below:

	Wessex	Madrid
Annual cost of employees engaged on water supply	£5.960m	2304m ptas
Actual number of employees	680	1772
Annual cost per employee	£8,765	1.300m ptas
Total operating and administration costs	£12.815m	3300m ptas
Equivalent number of employees	1,462	2,539

4.4 *Economic-political differences*

The effect of such differences must be identified, quantified and so far as possible isolated in order to ensure comparability. An example of a major difference encountered during the study is the impact of local taxes. In the case of Wessex Water and Hamburger Wasserwerke, the cost of local taxes constitutes a major element of total expenditure: in the case of the other participating organisations the effect is relatively insignificant. This difference has little, if anything, to do with the relative performance of the organisations and has therefore been separately identified in the comparative exercises undertaken.

4.5 *Technical difficulties*

The most significant technical difficulties are caused by differences in accounting practice. Some examples will illustrate.

Methods of allocating overheads vary between organisations. This complicates comparisons particularly at the more detailed levels, for instance comparisons between specific areas within two organisations. However, the problem is present even at the highest level in the hierarchy of comparisons, where the organisation provides more than one service and it is necessary to allocate management and general costs or resources across the various services provided. Hamburger Wasserwerke, for example, is responsible for the operation of 26 swimming halls and 26 open-air swimming baths as well as for the supply of water. Wessex Water is concerned with all services relative to the water cycle; including sewerage and environmental services, land drainage and flood protection. Société Lyonnaise comprises a group of companies operating in a variety of industrial and commercial fields; moreover those of its branches which are specifically responsible for water supply are also concerned with sewerage

services. For the sake of comparability the group agreed that overhead costs should be apportioned on the basis of the number of actual employees directly engaged on the various services.

The treatment of financing charges differs widely from organisation to organisation and poses a major problem for comparisons at international level. The amount of interest payable is as much a reflection of historical financing policy as it is of the level of capital intensity. Depreciation actually charged in the books of account reflects differing accounting policies, and, in the main, historical valuations of fixed assets. For the purpose of performance comparison the group have been unable to find a simple and practical basis of measuring fixed assets consumed in the operation of the water supply service. Although it is recognised that fixed assets form a major element of resources input and that there may be a significant trade-off between capital and revenue the group's performance comparisons have concentrated on operating and administration resources. In due course, it may be possible to make good the deficiency, perhaps by adapting the work on current cost accounting being undertaken within the water industry in England and Wales.

4.6 Measures of output

There is no single measure of output which is ideal for assessing efficiency of performance. The group chose a range of factors, viz:

- (a) numbers of population served;
- (b) volume of water put into distribution;
- (c) volume of water delivered to consumers;
- (d) lengths of water mains.

Inputs expressed in terms of equivalent numbers of employees (see paragraph 4.2) were analysed by major resource and by major activity (eg production, distribution, etc) and then related to each of the above output factors. The resulting input/output ratios were then used as the basis for comparison. A range of other ratios, relating to quality and environmental aspects were used to help interpret the primary input/output ratios.

4.7 Physical differences

The level of efficiency is just one of the factors which impacts upon the size of the ratio between input consumed and output achieved. Other factors, which have a major effect and which must be taken into account, include:

- density of population
- nature of the terrain
- availability of raw water sources
- quality of raw water.

Because of the above differences no single comparator or set of comparators will ever provide the perfect basis for assessing performance. However, performance indicators will provide a broad means of comparison and will help to highlight areas of significant variation where further detailed investigation is warranted. Such further investigation will reveal the cause of variation. If the cause is an organisational or efficiency problem it should be capable of remedy; if the cause is something physical it is likely to be incapable of remedy. The concern has been to develop broad indicators, to accept a certain degree of approximation whilst, as far as possible, indicating the limitations of the measures proposed, in order that the results obtained may be used with due discretion.

4.8 The above list is not intended to provide an exhaustive statement of the difficulties involved. It is of paramount importance that the problems should not be

used as a justification for inertia. Inertia leads to stagnation and no organisation can surely afford to stagnate in such difficult times. Benefits can be obtained and will be obtained if the exercise is undertaken with enthusiasm, with a willingness to search for and to find the common ground, and with a readiness to accept what may be an unpleasant but salutary truth.

5. The results

5.1 Aside from the international comparison, the benefits of performance indicators can be demonstrated by reference to the individual experiences of the five participating organisations. Within Wessex Water, for instance, the use of performance indicators has become an integral part of the technique of management. The setting of performance targets related to unit costs represents a key element in the annual budget exercise. It has helped foster among management a greater awareness of the need to provide value for money, thus reconciling the traditional desires of the engineer to give a good service, of the scientist to safeguard quality and of the accountant to cut costs. It has produced significant and demonstrable cost savings without detriment to the standards of service provided to the consumer.

5.2 Comparative work at the international level began in earnest at the end of 1980. Since then the majority of the ensuing time has been spent by the group in:

- (a) agreeing and defining the performance indicators to be used as the basis for the comparative study;
- (b) collecting and refining the performance data in respect of the five participants;
- (c) examining and appraising the results to eliminate errors and thus to ensure basic comparability.

5.3 The foundations have now been laid for the more detailed appraisal work which will follow and which, it is hoped, will lead to the fulfilment of the basic objectives set out earlier in this paper.

5.4 Detailed results of the comparisons thus far undertaken are available in a separate publication entitled

"The Performance of Water Services: Assessment and International Comparison".

Only the salient features are reproduced below.

In view of the size and diversity of the Société Lyonnaise des Eaux it was felt more appropriate to produce comparative data for two organisational units within the Société rather than for the Société as a whole. Bordeaux represents an area of urban supply whilst le Centre de la France is typical of provincial and rural supply.

5.5 The number of equivalent employees per thousand head of population for each organisation is as follows:

	Man- power	Energy	Other Re- sources	Total
Copenhagen	0.74	0.09	0.26	1.09
Hamburg	0.64	0.13	0.36	1.13
Madrid	0.45	0.01	0.19	0.65
Bordeaux	0.57	0.07	0.42	1.06
Centre de la France	0.47	0.08	0.30	0.85
Wessex	0.67	0.23	0.55	1.45

Whilst the ratios of actual manpower to population served are within the range 0.45 (Madrid) to 0.74 (Copenhagen) there are more significant variations in the ratios for energy and other resources. The low

energy ratio for Madrid (equivalent to 0.01 employees per thousand population) is a consequence of the fact that nearly all raw water is surface water feeding by gravity into the supply system. The energy ratio for Wessex (equivalent to 0.23 employees per thousand head) is a consequence of the nature of the terrain and the scatter of population requiring a high level of pumping. The Wessex ratio of "other resources" is significantly higher than that of the other organisations. This is largely attributable to the impact of local taxes (local authority 'rates') equivalent to 0.15 employees per thousand head.

5.6 Density of population (expressed in terms of heads per kilometre of main) and the type of abstractions (surface water/groundwater proportions) clearly have a significant effect on the performance indicators set out above:

	Population per km main	Analysis of raw water (%)	
		Ground Surface	
Copenhagen	477	98	2
Hamburg	368	99	1
Madrid	1023	3	97
Bordeaux	221	100	0
Centre de la France	76	75	25
Wessex	117	72	28

5.7 The number of equivalent employees per million m³ of water put into supply for each organisation is as follows:

	Man-power	Energy	Other	Total
			Re-sources	
Copenhagen	7.16	0.92	2.49	10.57
Hamburg	7.83	1.65	4.34	13.82
Madrid	3.91	0.09	1.60	5.60
Bordeaux	6.31	0.78	4.64	11.73
Centre de la France	5.71	0.97	3.64	10.32
Wessex	5.19	1.74	4.23	11.16

Except for Hamburg and Wessex the relative positions are similar to those at paragraph 5.5 above, the same factors being applicable. Of the total water

supplied by Hamburg only 12% is to industrial and commercial consumers; compared with 21% for Copenhagen, 55% for Madrid, 40% for Bordeaux, 20% for Centre de la France and 38% for Wessex.

6. The future

6.1 In accordance with their terms of reference the group will be undertaking more detailed comparisons during the period leading up to the IWSA Congress in Zurich. The work will take two directions:

- comparison of particular activities across all five participating organisations;
- more detailed comparisons between paired organisations.

6.2 As regards item (b) above, the organisations tend to fall into two categories: rural and urban. Wessex Water and le Centre region of the Société Lyonnaise des Eaux may be classified as rural in character. Hamburger Wasserwerke, Copenhagen Water Supply, Canal de Isabel II (Madrid) and the Bordeaux region of Société Lyonnaise des Eaux are concerned with the supply of water to a basically urban population. Suitable pairings may thus be established and more detailed investigations undertaken accordingly.

6.3 Beyond Zurich, it is felt there would be value in extending participation to other organisations and other countries. Care will need to be taken to develop a standard questionnaire requiring the minimum of data, commensurate with producing meaningful results. The role either of the present project group or a similar group acting under the aegis of the IWSA would be to co-ordinate the exercise, to encourage participation and disseminate results.

6.4 The pursuit of better performance and greater value for money must remain a major concern of all business organisations. Water undertakings should take a positive initiative by making increasing use of performance indicators both to compare the efficiency of their internal management units and to assess their total performance against that of other water undertakings. International comparisons afford the opportunity to add a further vital dimension to this important process of self-assessment, as the springboard to self-improvement.

APPENDIX 1

IWSA STUDY GROUP ON PERFORMANCE INDICATORS OVERVIEW OF PARTICIPATING ORGANISATIONS

ORGANISATION	STATUS	POPULATION SERVED ('000)	ANNUAL VOLUMES DISTRIBUTED (Million m ³)	CHARACTER OF SUPPLY AREA	LENGTHS OF MAIN (Kms)	OTHER MAJOR BUSINESS UNDERTAKEN
Copenhagen Water Supply	Municipal	496	51	Urban	1,039	None
Hamburger Wasserwerke	Private Company	1,935	158	Urban	5,253	Swimming baths (indoor and outdoor)
Canal de Isabel II (Madrid)	Municipal	3,900	453	Urban	3,813	None
Société Lyonnaise des Eaux et de l'Eclairage	Private Company					(The S L E E group is involved in a variety of commercial fields)
Bordeaux		575	52	Urban	2,600	Sewerage services
Centre de la France		780	64	Rural	10,300	Sewerage services
Wessex Water	Public Authority	1,010	131	Rural	8,610	Sewerage services, environmental services, land drainage and flood protection

1. Les besoins

1.1 Le succès de toute organisation industrielle dépend directement du rendement et de l'efficacité de ses performances, l'efficacité étant mesurée par l'accomplissement de ses objectifs et le rendement par la quantité de ressources consommées pour les atteindre.

1.2 Dans le cas d'une entreprise commerciale en concurrence avec des organisations similaires pour la fourniture de biens ou de services particuliers, les lois du marché entreront en jeu. Le rendement de la performance est essentiel pour le profit d'une telle organisation et c'est du profit que dépendra à terme la survie ou la disparition de l'entreprise.

1.3 Pour les organismes publics et autres organisations qui jouissent d'une situation de monopole pour la fourniture des biens ou des services qu'ils assurent, ce sont des lois économiques différentes qui entrent en jeu. A première vue, l'absence de concurrence directe supprime la nécessité de lutter pour un meilleur profit et donc d'assurer la survie à long terme. Mais par ailleurs ces organismes sont habituellement soumis à l'examen critique de l'administration, tant nationale que locale, des médias et du public qui paie. La pression de cette responsabilité publique génère (ou, plus exactement peut-être, renforce) la nécessité d'assurer le rendement des performances et le bon emploi de l'argent dans la fourniture des biens ou des services au consommateur. Jamais cette nécessité n'est plus fortement ressentie qu'en période de récession de l'économie mondiale, comme celle que nous sommes en train de vivre actuellement.

1.4 Non seulement il est nécessaire d'obtenir un rendement, mais il est également essentiel de démontrer qu'on l'obtient. En fait, ce résultat présuppose qu'on peut mesurer la performance et les variations dans les niveaux de performance d'une période à une autre. Ainsi se dégage le besoin de disposer de mesures ou d'indicateurs de performance, quelle que soit la nature de l'organisme en question.

Pour les entreprises commerciales les indicateurs de performance les plus critiques sont généralement ceux qui se fondent sur les bénéfices dégagés par rapport au capital investi. Les organismes jouissant de monopole doivent chercher d'autres mesures de performance.

1.5 Pour les entreprises de traitement de l'eau, l'usage d'indicateurs de performance prend de l'importance comme base d'estimation du rendement et de l'efficacité de l'entreprise prise dans son ensemble et des unités qui la composent. Ces mesures peuvent être utilisées pour dégager la tendance de la performance d'une unité donnée pendant une période, aussi bien que pour établir des comparaisons entre deux ou plusieurs unités.

1.6 Les comparaisons entre unités ont l'avantage d'aider à se garder de la stagnation et de la satisfaction. En l'étudiant isolément, on ne peut juger une unité qu'au regard de ses performances au fil du temps: il n'y a pas de moyens directs de mesurer son niveau absolu de rendement. On obtient une perspective beaucoup plus objective et équilibrée quand l'unité est évaluée par rapport à des unités comparables. Ce principe s'applique à l'évaluation des performances de différentes unités à l'intérieur d'une entreprise, et il a conduit au développement d'études comparatives

formelles et informelles entre différentes entreprises de traitement de l'eau dans un pays.

1.7 Tout naturellement on doit étendre le même principe de comparaisons de performances au-delà des frontières nationales. On peut faire une analogie avec un club de football dont l'équipe serait très brillante dans les compétitions inter-clubs dans son pays, mais ferait piètre figure dans les rencontres au niveau européen ou mondial. La connaissance de niveaux relatifs de performances empêchera la satisfaction, stimulera l'amélioration des performances et conduira progressivement à une élévation générale des niveaux.

1.8 Puisqu'il n'y a pas de concurrence commerciale internationale entre les entreprises de traitement de l'eau, il ne peut y avoir d'objection économique au libre échange des informations par-delà les frontières nationales. Les objections politiques pourraient être dépassées par les avantages potentiels dont bénéficieraient les organisations participantes.

2. Les réponses

2.1 C'est dans ce contexte, que, au Congrès de l'AIDE à Paris en 1980, le Comité Présidentiel du Conseil Scientifique et Technique a suggéré qu'on tente d'explorer le sujet de l'évaluation des performances et des comparaisons internationales, sous l'égide de l'AIDE.

2.2 En conséquence un petit groupe international de travail a été constitué, pour mener une étude dans les directions suivantes:

- (a) identifier des mesures d'évaluation et de comparaison appropriées aux différentes fonctions d'une entreprise: par exemple traitement, distribution, comptage, etc. Les mesures pourraient être exprimées en termes de coûts par unité, productivité de main-d'oeuvre ou tout autre paramètre pertinent;
- (b) réaliser des comparaisons réelles entre installations ou opérations particulières dans les organisations participantes. On a attaché une grande importance à la sélection de mesures qui pourraient être utilisées plus largement.

2.3 Les participants à ce groupe de travail comprenaient des hommes expérimentés des services des eaux offrant une bonne répartition entre ingénieurs et financiers. On a bien insisté pour avoir peu de réunions, fournir beaucoup de travail et par-dessus tout adopter une approche positive et pratique qui surmonterait les nombreuses difficultés.

2.4 La structure même du groupe de travail fournissait un excellent forum pour l'échange des idées, les indicateurs de performance agissant comme un stimulant très efficace.

2.5 En Annexe 1 figure une présentation des cinq organisations représentées dans le groupe de travail.

3. Les objectifs

3.1 Il importe d'insister sur le fait qu'il ne s'agit pas d'un exercice de statistiques. Il faut reconnaître qu'il y a un réel danger de perdre de vue le but fondamental des indicateurs de performance pendant qu'on travaille à la formulation des indicateurs et à la mise au point du cadre des comparaisons.

3.2 Mais rien ne sera fait si les comparaisons ne sont pas menées facilement et utilisées comme un moyen

d'identifier des zones d'activité particulières, où les standards de performance varient significativement. Par l'examen de ces variations, il doit être possible de déterminer où on peut obtenir une amélioration de performance par l'adoption de méthodes plus efficaces de fonctionnement, de gestion ou d'administration.

3.3 Le but du groupe a donc été d'établir un cadre d'indicateurs de performances que l'on puisse étendre pour y inclure d'autres organisations d'autres pays et pour fournir à la fois un forum pour l'échange d'idées pertinentes et un stimulant efficace à l'amélioration des performances.

4. Les problèmes

4.1 Les problèmes qui empêchent de progresser vers l'accomplissement des objectifs définis ne doivent pas être sous-estimés. Il faut évidemment bien les identifier, les définir clairement et les aborder systématiquement. Si on les ignore, la valeur de tout ce travail est mise en cause. Nous allons énumérer les problèmes les plus significatifs que le groupe a rencontrés et, quand c'est le cas, l'action engagée pour les résoudre.

4.2 Communication

C'est quelque chose de si fondamental qu'elle est facilement dominée. Dans le contexte d'un groupe de travail où cinq participants de langue maternelle différente se retrouvent autour d'une table, il est impossible d'ignorer le problème. Naturellement il faut trouver un langage commun qui puisse être utilisé comme moyen de communication efficace. Mais ce qui est encore plus important, c'est la nécessité de définir les termes clairement, tout particulièrement lorsque le sujet est technique. Les comparaisons n'ont de sens que si la base de comparaison est commune. Une compréhension claire et sans ambiguïté des besoins est essentielle au succès d'une étude comparative. Quand l'étude est étendue pour inclure d'autres organisations et que la communication devra se faire par correspondance—le plus souvent en remplissant un questionnaire—il sera vital d'appliquer l'expérience acquise au sein du groupe: poser des questions aussi simples que possible et définir clairement chaque terme technique utilisé.

4.3 Monnaies et taux de change

Les différences entre les monnaies posent des problèmes pour l'établissement des indicateurs de performance qui se rapportent aux coûts des unités de production. Bien que le problème de base de la comparaison puisse être surmonté en exprimant les coûts des unités dans une monnaie commune, l'instabilité des taux de change entre monnaies créera toujours des difficultés. Aussi le groupe a préféré exprimer tous les éléments entrant dans la constitution des coûts en termes de nombre d'équivalents employés. La main-d'oeuvre est à elle seule l'élément le plus important des dépenses, comptant pour environ 60% du total des coûts de fonctionnement et d'administration (allant de 46% dans le cas de Wessex à 70% dans le cas de Madrid). La conversion de tous les éléments en équivalents employés est effectuée en déterminant le coût annuel moyen d'un employé dans une entreprise particulière. Ce facteur est ensuite utilisé comme dénominateur pour déterminer le nombre d'employés équivalant aux dépenses annuelles d'énergie, de matériel, de services extérieurs, etc. L'unité "équivalent employé" a l'avantage supplémentaire de fournir un dénominateur commun qui tient compte des différences majeures entre les organisations dans le mélange de tous les éléments utilisés dans le secteur de la fourniture d'eau.

Voici un exemple de calcul:

	Wessex	Madrid
Coût annuel du personnel travaillant à la fourniture d'eau	£5,960m	2304m ptas
Nombre réel d'employés	680	1772
Coût annuel par employé	£8.765	1300m ptas
Coût total de fonctionnement et d'administration	£12,815m	3300m ptas
Nombre d'équivalents employés	1.462	2539

4.4 Différences économique-politiques

L'effet de ces différences doit être identifié, quantifié et dans la mesure du possible isolé afin d'assurer la possibilité de comparer. L'impact de la taxe locale est un exemple d'une différence majeure rencontrée au cours de l'étude. Dans le cas de Wessex Water et de Hamburger Wasserwerke, le coût des taxes locales constitue un élément majeur de la dépense totale: dans le cas d'autres organisations participantes, l'effet est relativement insignifiant. Cette différence a peu à faire—si même elle a à faire—avec la performance relative des organisations et a donc été identifiée séparément dans les études comparatives entreprises.

4.5 Les difficultés techniques

Les difficultés techniques les plus significatives proviennent des différences de pratique comptable. Quelques exemples vont illustrer ce point.

Les méthodes d'imputation des frais généraux varient entre organisations. Ceci complique les comparaisons en particulier au niveau des plus petits détails, par exemple les comparaisons entre zones spécifiques à l'intérieur de deux organisations. Cependant le problème est présent même au plus haut niveau dans la hiérarchie des comparaisons, où l'organisation fournit plus d'un service, et il est nécessaire d'imputer des coûts de gestion et de frais généraux ou des ressources aux divers services fournis. Hamburger Wasserwerke par exemple est responsable du fonctionnement de 26 piscines couvertes et de 26 bassins de natation en plein air, en même temps que de la fourniture d'eau. Wessex Water a la charge de tous les services qui touchent au cycle de l'eau; y compris les services des égouts et de l'environnement, les systèmes d'écoulement des eaux et la protection contre les débordements. La Société Lyonnaise comprend un groupe de sociétés qui opèrent dans divers domaines industriels et commerciaux; de plus ceux de ses services qui sont spécifiquement responsables de la fourniture d'eau assurent également le service des égouts. Dans l'intérêt des études comparatives, ce groupe a convenu que les frais généraux devraient être ventilés sur la base du nombre réel d'employés directement engagés dans les divers services.

Les modes de financement diffèrent beaucoup d'une organisation à une autre et posent un problème majeur de comparaisons au niveau international. Le montant des intérêts à payer reflète tout autant l'histoire de la politique financière propre à l'entreprise que le niveau de l'intensité capitalistique. La dépréciation réellement enregistrée dans les livres comptables reflète les différences de méthodes comptables et, en gros, le mode d'inventaire des immobilisations. Dans le but de l'étude comparative, le groupe n'a pas été à même de trouver une base simple et pratique d'évaluer les immobilisations engagées dans le fonctionnement du service de fourniture d'eau. Bien qu'on ait admis que les immobilisations représentent un élément majeur d'apport de ressources et qu'il peut y avoir un transfert significatif entre le capital et les revenus, les comparaisons de performance intergroupes se sont concentrées sur les ressources de fonctionnement et d'administration. Le moment venu, il peut être possible

de bonifier cette carence, peut-être en adaptant l'étude sur la comptabilisation des coûts actuellement en cours dans l'industrie de l'eau en Angleterre et au pays de Galles.

4.6 Mesures de rendement

Il n'y a pas une mesure unique de rendement qui soit idéale pour évaluer l'efficacité de la performance. Le groupe a choisi une série de facteurs, soit:

- (a) nombre d'habitants desservis
- (b) volume d'eau mis en distribution
- (c) volume d'eau fourni aux consommateurs
- (d) longueur de canalisations d'eau.

Les consommations exprimées en termes d'équivalents employés (voir § 4.2) ont été analysées par ressource principale et par activité principale (par exemple: production, distribution, etc.) puis rapprochées de chacun des facteurs de rendement mentionnés ci-dessus. Les rapports consommation/rendement obtenus ont été utilisés comme base de comparaison. Une série d'autres rapports, concernant les aspects qualité et environnement, ont été utilisés pour aider à interpréter les rapports primaires consommation/rendement.

4.7 Différences physiques

Le niveau de rendement n'est qu'un des facteurs qui agit sur la valeur du rapport entre ressources consommées et rendement obtenu. Il y a d'autres facteurs qui ont un effet important et qui doivent être pris en compte:

- la densité de la population
- la nature du terrain
- la disponibilité de sources d'eau
- la qualité de l'eau brute.

En raison de ces différences, aucun comparateur unique ni aucun ensemble de comparateurs ne fournira jamais la base parfaite pour évaluer la performance. Cependant, les indicateurs de performances apporteront de larges moyens de comparaison et aideront à éclairer des zones de variations significatives où un nouvel examen détaillé est justifié. Ce nouvel examen révélera la cause des variations. Si la cause est un problème d'organisation ou d'efficacité, il devrait être possible d'y remédier; si la cause est d'ordre physique il est vraisemblable qu'on ne pourra pas y remédier. La préoccupation a été de développer de larges indicateurs, d'accepter un certain degré d'approximation tout en indiquant dans la mesure du possible les limites des mesures proposées, afin que les résultats obtenus puissent être utilisés avec la discrétion de rigueur.

4.8 La liste ci-dessus ne prétend pas donner un état exhaustif des difficultés rencontrées. Il est extrêmement important que les problèmes ne servent pas de justification à l'inertie. L'inertie conduit à la stagnation et aucune organisation ne peut sûrement se permettre de stagner dans une période difficile. Il est possible d'obtenir des bénéfices, et ils seront obtenus si le travail est entrepris avec enthousiasme, avec la volonté de rechercher et de trouver le fond commun, et en étant prêt à accepter ce qui peut être une vérité déplaisante mais salutaire.

5. Les résultats

5.1 A part la comparaison internationale, on peut démontrer les avantages des indicateurs de performance par référence aux expériences individuelles des cinq organisations participantes. Pour la Wessex Water par exemple, l'utilisation des indicateurs de performance est devenue partie intégrante de la

technique de gestion. L'instauration d'objectifs de performance en liaison avec les coûts des unités représente un facteur clé dans l'exercice annuel du budget. Elle a aidé à entretenir parmi la direction une plus grande vigilance sur la nécessité de valoriser le capital, réconciliant ainsi les désirs traditionnels de l'ingénieur d'assurer un bon service, du spécialiste de garantir la qualité et du comptable de réduire les coûts. Elle a produit des économies significatives et démontrables des coûts sans nuire à la qualité des services fournis au consommateur.

5.2 L'étude comparative au niveau international a commencé sérieusement à la fin de 1980. Depuis lors le groupe a passé la plus grande partie du temps à:

- (a) adopter et définir les indicateurs de performance à utiliser comme base de l'étude comparative;
- (b) collecter et affiner les données de performances pour le compte des cinq participants;
- (c) examiner et évaluer les résultats pour éliminer les erreurs et garantir ainsi la base de comparaison.

5.3 Les bases ont maintenant été posées pour le travail plus détaillé d'évaluation qui suivra et qui, souhaitons le, mènera à la réalisation des objectifs de base exposés au début de ce texte.

5.4 Les résultats détaillés des comparaisons entreprises jusqu'ici sont disponibles dans une publication séparée intitulée "Le Rendement des Services des Eaux: Evaluation et Comparaison Internationale".

Nous ne reproduisons ci-dessous que les faits caractéristiques.

Etant donné la dimension et la diversité de la Société Lyonnaise des Eaux, il a semblé plus approprié de donner les chiffres concernant deux unités de la Société plutôt que la Société dans son ensemble. Bordeaux représente une zone de desserte urbaine tandis que la Centre de la France est typique d'une desserte provinciale et rurale.

5.5 Le nombre d'équivalents-employés pour mille habitants pour chaque organisation est le suivant:

	Main-d'oeuvre	Energie	Autres fournitures	Total
Copenhague	0,74	0,09	0,26	1,09
Hambourg	0,64	0,13	0,36	1,13
Madrid	0,45	0,01	0,19	0,65
Bordeaux	0,57	0,07	0,42	1,06
Centre de la France	0,47	0,08	0,20	0,85
Wessex	0,67	0,23	0,55	1,45

Tandis que les ratios main-d'oeuvre réelle/population desservie se tiennent entre 0,45 (Madrid) et 0,74 (Copenhague), il y a des variations plus significatives dans les rapports de l'énergie et des autres ressources. Le faible ratio de l'énergie pour Madrid (équivalent à 0,01 employé pour 1000 habitants) est une conséquence du fait que presque toute l'eau brute est de l'eau de surface alimentation par gravité le système de distribution. Le ratio énergie pour Wessex (équivalent à 0,23 employé pour 1000 habitants) est une conséquence de la nature du terrain et de la dispersion de la population qui nécessitent un gros travail de pompage. Le ratio de Wessex pour "les autres ressources" est significativement plus élevé que celui des autres organisations. Ceci est largement imputable à l'impact des taxes locales ("taxes" de l'administration locale), équivalent à 0,15 employé pour 100 habitants.

5.6 La densité de population (exprimée en termes d'habitants par km de canalisation) et la nature des ressources (proportions eau de surface/eau

souterraine) ont nettement un effet significatif sur les indicateurs de performance figurant au tableau ci-dessus:

	Population par km de canalisation	Analyse de l'eau brute (%)	
		Souterraine	De surface
Copenhague	477	98	2
Hambourg	368	99	1
Madrid	1023	3	97
Bordeaux	221	100	0
Centre de la France	76	75	25
Wessex	117	72	28

5.7 Le nombre d'équivalents-employés par million de m³ d'eau mis en distribution pour chaque organisation, est le suivant:

	Main-d'oeuvre	Energie	Autres res-sources	
			Total	
Copenhague	7,16	0,92	2,49	10,57
Hambourg	7,83	1,65	4,34	13,82
Madrid	3,91	0,09	1,60	5,60
Bordeaux	6,31	0,78	4,64	11,73
Centre de la France	5,71	0,97	3,64	10,32
Wessex	5,19	1,74	4,23	11,16

A l'exception de Hambourg et de Wessex, les positions relatives sont semblables à celles du § 5.5 ci-dessus, les mêmes facteurs étant applicables. Sur la totalité de l'eau distribuée par Hambourg seulement 12% vont à la consommation industrielle et commerciale; en regard de 21% pour Copenhague, 55% pour Madrid, 40% pour Bordeaux, 20% pour le Centre de la France et 38% pour Wessex.

6. L'Avenir

6.1 En accord avec leurs termes de référence, le

groupe entreprendra des comparaisons plus détaillées, pendant la période qui le sépare du Congrès AIDE de Zurich. L'étude suivra deux directions:

- comparaisons d'activités particulières entre les cinq organisations participantes;
- comparaisons plus détaillées entre des organisations appariées.

6.2 En ce qui concerne la rubrique (b) ci-dessus, les organisations se répartissent en deux catégories: rurale et urbaine. Wessex Water et la région Centre de la Société Lyonnaise des Eaux peuvent être classées comme rurales. Hamburger Wasserwerke, Copenhagen Water Supply, Canal de Isabel II (Madrid) et la région Bordeaux de la Société Lyonnaise des Eaux sont concernées par l'approvisionnement en eau de populations fondamentalement urbaines. Des rapprochements appropriés peuvent ainsi être établis et en conséquence des études plus détaillées entreprises.

6.3 Au-delà de Zurich, on pense qu'il serait intéressant d'étendre la participation à d'autres organisations et d'autres pays. Il faudra prendre soin de développer un questionnaire standard demandant un minimum de données pour obtenir des résultats exploitables. Ce serait le rôle soit du groupe du projet actuel soit d'un groupe similaire sous l'égide de l'AIDE de coordonner l'étude, d'encourager la participation et de diffuser les résultats.

6.4 La recherche d'une meilleure performance et d'une valorisation du capital doit rester la préoccupation principale de toutes les organisations de la profession. Les entreprises de traitement de l'eau devraient prendre une initiative positive en utilisant de plus en plus les indicateurs de performance pour comparer les rendements de leur gestion interne et pour évaluer l'ensemble de leurs performances au regard de celles d'autres entreprises de traitement d'eau. Les comparaisons internationales offrent l'opportunité d'ajouter une dimension supplémentaire vitale à ce processus important d'auto-évaluation, comme le tremplin pour un auto-perfectionnement.

GRUPE D'ÉTUDE AIDE SUR LES INDICATEURS DE PERFORMANCE PRÉSENTATION DES ORGANISATIONS PARTICIPANTES

ORGANISATION	Statut	Population desservie	Volume annuel distribué	Type de zone de desserte	Longueur de canalisations	Autre activité importante assurée
		('000)	(Million m ³)		(Kms)	
Copenhagen Water Supply	Municipal	496	51	Urbaine	1.039	Aucune
Hamburger Wasserwerke	Société privée	1.935	158	Urbaine	5.253	Piscines (couvertes et plein air)
Canal de Isabel II (Madrid)	Municipal	3.900	453	Urbaine	3.813	Aucune
Société Lyonnaise des Eaux et de l'Eclairage	Société privée					(Le groupe SLEE est impliqué dans un grand nombre de domaines commerciaux)
Bordeaux		575	52	Urbaine	2.600	Service des égouts
Centre de la France		780	64	Rurale	10.300	Service des égouts
Wessex Water	Administrat. publique	1.010	131	Rurale	8.610	Service des égouts, de l'environnement, écoulement des eaux, protection contre les inondations

José L. Solanas, Doctor of Industrial Engineering.
Head of the Organization and Information Service, Sociedad General de Aguas
de Barcelona, Paseo de San Juan, 39, Barcelona-9, Spain.

"A PRODUCTIVITY INDEX FOR WATER SUPPLY COMPANIES"

1. Introduction

A productivity index for an organisation which possesses its own economic identity is defined as a ratio between products (output) and resources used (input). However the choice of the amounts which shall serve to calculate this ratio is not a simple one.¹

The ratio between the accounted values of products and means is always one which does not provide us with any significant information. But it is possible to correct such values by means of different price indexes for products and resources with the idea of reflecting their distinctive trends. Effectively this has been the method followed by all references listed at the end of the text.

It is easy to see that the sum of the quantities of the products will develop with time independently of the sum of the quantities of the resources. We shall call "total factor productivity index" the ratio between the quantity index for products and that for resources for a period of time. We shall call "total factor productivity surplus" the difference between the quantity of products obtained and that of the resources used.^{2,4}

2. Necessary data

We will illustrate the procedure by means of an example based on data that could be available from the management information system of any water supply company. (See Tables 1 and 2).

For different reasons the depreciation which appears in the trading accounts is influenced by circumstances

which should not affect the study of productivity. Table 3 suggests a possible method of calculation.⁶

The notion of EPCF (écart provenant des conditions de financement)⁵ appears as the difference between the theoretical financial charges and the accounted ones. Table 4 proposes a possible calculation of theoretical financial charges and EPCF.

Table 5.6 shows the calculation of quantity indexes corresponding to "electrical energy" starting from kwh. consumed.

3. Calculating productivity

Table 6.9 shows the calculation process for the years 1979/1978.

In the case of products, an amount of surplus higher than the value shows that the consignees or customers have received a service for which they have paid a price lower than that of the previous year.

In the case of resources, an amount lower than the value indicates that the personnel or suppliers have received a higher payment (for their contribution) than that in the previous year.

A more detailed description of this procedure and of the concepts is available from the author.⁷

4. Analysis of productivity

The graph shows the quantity index for the total products, the quantity index for the total resources and the total factor productivity index.

Table 1 Income and Expenditure in Current M Ptas.

	1970	1971	1972	1973	1974	1975	1976	1977	1978	1979
INCOME										
1. Sale of water to Subscribers and City Councils	968	1.065	1.105	1.343	1.505	1.788	1.926	2.339	2.826	3.499
2. Large-scale sale of water	19	29	70	75	114	152	178	227	265	298
3. Connections and Meters	37	42	60	73	76	115	147	214	196	224
4. Other Operating Income	81	106	111	145	168	189	182	174	172	155
EXPENDITURE										
5. Labour	175	200	247	389	420	570	783	1.052	1.277	1.563
6. Electrical Energy	47	44	44	60	70	86	119	154	158	190
7. Chlorine and Coagulants	20	27	19	41	43	50	65	48	77	97
8. Water Purchased	125	152	140	180	171	181	181	191	262	306
9. Varied Financial Charges	4	85	94	99	131	123	99	247	728	976
10. Depreciation	115	130	145	160	200	260	290	330	350	459
RESULT	619	604	657	707	828	974	896	932	607	585

Table 2 General Consumer Price Indexes

YEAR	BASED ON PREVIOUS YEAR EQUAL TO 1	RATE OF CONVERSION IN PTAS. 1979
1970	—	3,688
1971	1,096	3,365
1972	1,073	3,136
1973	1,142	2,746
1974	1,179	2,330
1975	1,141	2,041
1976	1,198	1,704
1977	1,264	1,348
1978	1,166	1,156
1979	1,156	1,000

Table 3 Calculation of Theoretical Depreciation and Under-Depreciation in M Ptas.

	1970	1971	1972	1973	1974	1975	1976	1977	1978	1979
1. Depreciable gross fixed capital in ptas. 1979	15.661	17.274	18.153	19.015	20.574	22.473	23.020	23.390	23.740	24.179
2. Theoretical depreciation in ptas. for 1979 (3,7%)	579	639	672	704	761	832	852	865	878	895
3. Accumulated theoretical depreciation in pesetas. 1979	225	864	1.536	2.240	3.001	3.833	4.685	5.549	6.427	7.322
4a. Rate of conversion in current pesetas	—	0,912	0,932	0,876	0,848	0,876	0,835	0,791	0,858	0,865
4b. Rate of conversion in ptas. 1979 to previous year	—	0,271	0,297	0,319	0,364	0,429	0,490	0,587	0,742	0,865
4c. Rate of conversion in ptas. 1979 to current ptas.	0,271	0,297	0,319	0,364	0,429	0,490	0,587	0,742	0,865	1
5a. Theoretical depreciation in ptas. for previous year (2 x 4b)	—	173	200	225	277	357	417	508	651	774
5b. Theoretical depreciation in current ptas. (2 x 4c)	157	190	214	256	326	408	500	642	759	895
6. Accounted depreciation in current pesetas	115	130	145	160	200	260	290	330	350	459
7. Accounted depreciation in ptas. for previous year (6 x 4a)	—	119	135	140	170	228	242	261	300	397
8. Under-depreciation in current pesetas (5b - 6)	42	60	69	96	126	148	210	312	409	436
9. Under-depreciation in ptas. for previous year (5a - 7)	—	54	65	85	107	129	175	247	351	377

Table 4 Calculation of Theoretical Financial Charges and E.P.C.F. in M. Ptas.

	1970	1971	1972	1973	1974	1975	1976	1977	1978	1979
1. Total gross fixed capital in ptas. 1979	17.135	18.102	19.110	20.145	22.109	23.700	24.969	25.249	25.499	25.615
2. Accumulated theoretical depreciation in ptas. 1979	225	864	1.536	2.240	3.001	3.833	4.685	5.549	6.427	7.322
3. Total net theoretical fixed capital in ptas. 1979 (1-2)	16.910	17.238	17.574	17.905	19.108	19.867	20.284	19.700	18.772	18.293
4. Theoretical financial charges: 12,5% of (3)	2.114	2.155	2.197	2.238	2.389	2.483	2.536	2.463	2.347	2.287
5a. Rate of convers. in current ptas. for previous year	—	0,912	0,932	0,876	0,848	0,876	0,835	0,791	0,858	0,865
5b. Rate of convers. in ptas. 1979 for previous year	—	0,271	0,297	0,319	0,364	0,429	0,490	0,587	0,742	0,865
5c. Rate of convers. in ptas. from 1979 to current	0,271	0,297	0,319	0,364	0,429	0,490	0,587	0,742	0,865	1
6a. Theoretical finan. charges in ptas. for previous year (4 x 5b)	—	584	653	714	870	1.065	1.243	1.446	1.741	1.978
6b. Theoretical financial charges in current pesetas (4 x 5c)	573	640	701	815	1.025	1.217	1.489	1.828	2.030	2.287
7. Accounted financial charges in current pesetas	4	85	94	99	131	123	99	247	728	976
8. Accounted financial charges for previous year (7 x 5a)	—	78	88	87	111	108	83	195	625	844
9. E.P.C.F. in current pesetas (6b - 7)	569	555	607	716	894	1.094	1.390	1.581	1.302	1.311
10. E.P.C.F. in ptas. for previous year (6a - 8)	—	506	565	627	759	957	1.160	1.251	1.116	1.134

Table 5.8 Quantity Indexes of Electrical Energy Expenditure

YEAR	KWH CONSUMED/YEAR	QUANTITY INDEX
1970	80.286	—
1971	80.205	0,999
1972	78.257	0,976
1973	87.700	1,121
1974	93.761	1,069
1975	88.959	0,949
1976	88.591	0,996
1977	91.800	1,036
1978	85.893	0,936
1979	98.401	1,146

Table 6.9 Total Factor Productivity and Surplus Accounts

	(1) Value for 1978	(2) Value for 1979	(3) Value Index (2)/(1)	(4) Quantity Index	(5) Price Index (3)/(4)	(6) Quantity 1979 (1) × (4)	(7) Use for surplus	(8) Origin of surplus
PRODUCTS								
1. Sale of water to subscribers and city councils	2.826	3.027	1,071	1,019	1,051	2.880		147
2. Large-scale sale of water	265	258	0,974	1,019	0,956	270	12	
3. Connections and Meters	196	194	0,990	0,869	1,139	170		24
4. Other operating income	172	134	0,779	0,779	1	134		
Subtotal	3.459	3.613	1,045	0,999	1,047	3.454	12	171
E.P.C.F.	1.302	1.134	0,871	1	0,871	1.302	168	
Under-depreciation	409	377	0,922	1	0,922	409	32	
Total	5.170	5.124	0,991	—	—	5.165	212	171
COSTS								
5. Labour	1.277	1.352	1,059	0,977	1,084	1.248	104	
6. Electrical energy	158	164	1,038	1,146	0,906	181		17
7. Chlorine and coagulants	77	84	1,091	0,999	1,092	77	7	
8. Purchased water	262	265	1,011	0,946	1,096	248	17	
9. Theoretical financial charges	2.030	1.978	0,974	0,974	1	1.978		
10. Theoretical depreciation	759	774	1,020	1,020	1	774		
Subtotal	4.563	4.617	1,012	0,988	1,024	4.506	128	17
Result	607	507	—	1	—	607	—	100
Surplus	—	—	—	—	—	52	—	52
Total	5.170	5.124				5.165	128	169
TOTAL FACTOR PRODUCTIVITY INDEX				1,2%			340	340

This example makes clear three characteristic possible trends of the productivity³:

- elevated value (+ 3 to 7%) in periods of expansion.
- negative value (down to -3%) in periods of recession.
- moderate value (+ 1%) in periods of stagnation.

The delay observed in the trend of the quantity index for resources with regard to that for products is related to the characteristics of the company and the socio-economic environment in which it is involved, and can be interpreted as a regulating effect.

References

1. Vincent, A. "La mesure de la productivité", Dunod, Paris 1968.
2. "Les comptes de surplus des entreprises", Centre d'Etude des Revenues et des Coûts (CERC), Paris 1973.
3. "Total factor productivity index", American Productivity Center, (APC), 1980.
4. "Productividad", Presidencia del Gobierno; Comisaria del Plan de Desarrollo Económico y Social, Madrid 1972.
5. "La productivité de l'industrie électrique", Union Internationale des producteurs et distributeurs d'énergie électrique (UNIPEDE), Paris 1973.
6. "Estudio sobre la productividad de GESA según el método UNIPEDE", Gas y Electricidad (GESA), Palma de Mallorca, 1973.
7. Solanas, J. L. "A productivity index for water supply companies. Description and procedure". Sociedad General de Aguas de Barcelona, Paseo de San Juan, 39, Barcelona-9, Spain.

Combined Management of Water Supply and Waste Water Systems

Gestion combinée des services de distribution d'eau et d'assainissement

Authors: B. Petrelius (Sweden)
Auteurs: H. J. Day (USA) &
J. E. Thackray (UK)
J. F. Bost, P. Delage &
J. P. Mathieu (France)

Leading Contributor: T. J. Blair (USA)
Contributors: J. Eerikainen &
Contributeurs: H. Lahtinen (Finland)
Principaux:

LIBRARY

International Reference Centre
for Water Supply

Bengt Petrelius, Stockholm, Sweden.

This paper has drawn upon summarised material from Finland, France, South Africa, United Kingdom and USA together with experience in Sweden in order to give a general view of the subject. In all this material the advantages and benefits of combined management of water supply and waste water systems are confirmed and underlined, even if, quite naturally, there are some differences in the arguments and the reasons. There are of course also differences between the countries of natural resources, law, tradition and the like.

Administrative reasons

In each summary the advantage of combined management from the administrative point of view is confirmed. In most countries water supply and sewerage are under the responsibility of the local authorities. As it is a two-fold Public Service, it is therefore logical that it should be managed by one body with joint organization (France). When the same board is responsible for both services, the danger of controversies is less (Finland). In an arid land the water supplies of its cities, associated industrial complexes and irrigation schemes must be in an overall national plan if national benefit is to be optimized (South Africa). Since 1955 the legal and economical rules are the same for water supply and sewerage (Sweden). The Water Act 1973 was very radical and presented unique opportunities for integrated management of virtually all water services in England and Wales (U.K.). Water and wastewater systems, because of their common denominator (water), are ideally suited for combined management (USA).

All the six papers underlined that combined management saves costs. One of the simplest savings is by comprehensive charging and billing of both services, often based on drinking water consumption and in some cases also combined with the billing of other rateable municipal services as electricity, gas and solid waste.

One benefit, which is mentioned in some of the papers, is that the technical staff can be better utilized by a combined management. Also greater potential for advancement is available to personnel because of diversity in job opportunities; an example of this would be the variety of the technical expertise required not only to operate and maintain the systems, but also to renew, replace and expand the systems (USA).

Technical reasons

The technology in principle is the same in water supply and waste water systems. The same personnel can take part e.g. in surveying and planning works, construction,

operation and maintenance works. For example pipe laying is mostly done at the same time in the same excavation. Also most of the machines can be used in both works, and most of the auxiliary departments e.g. laboratories can serve both drinking and waste water sides (Finland).

The engineering branches of the authorities concerned have developed expertise in dealing with the problems of water supply and waste disposal schemes which in many cases have extended beyond the strict confines of their statutory authorities (South Africa).

There are very seldom needs for water supply only or sewerage only in an urban area. Thus water supply and waste water systems and their networks practically always are planned and constructed at the same time. This is specially the case in countries, where due to the climate both conduits and sewers must be put down 1,5 to 2 m in the ground (or even more if special measures are not taken). Thus from both a technical and an economical point of view it is important to put them in the same trench as far as possible. Water supply and sewerage are, not least technically, to be looked upon as the same business from the raw water source to the final discharge. Thus it is logical and consistent that they are planned, constructed, operated, maintained and administered by the same municipal body (Sweden).

The process engineering technologies for water treatment and waste water treatment have strong similarities—the interchange of experience is valuable both in research terms and at the more practical design level, but we have already learned that we must not seek to fill our design offices with generalists; the day of the specialist is not past though more and more means are being found for traditional lines of demarcation to be crossed (U.K.).

Economic reasons

In almost every one of the six national papers it is emphasized that there are considerable economic advantages in a joint organization for water supply and sewerage. Several of them are already mentioned, but as an example of what is said under this heading the following may be quoted from the Finnish paper:

- combined administration, planning and consumer services lessen overhead costs
- in construction, operation and maintenance works the same personnel can partly be used in both sectors which gives flexibility to activities especially during times of annual vacations
- the premises can be used more economically in one big organization compared with two smaller ones

- auxiliary departments can be combined which also lessens the costs
- remote control systems can be the same for both sectors and run by the same staff
- savings are also gained by better work co-ordination.

The attached example of a remote control system of water supply and waste water works is taken from the Finnish paper.

The adoption of multifunctional organizations for the provision of services is important not simply to ease redeployment, but principally to produce economy in the use of manpower resources (U.K.).

The size of the combined systems dictates the internal staff requirements versus the utilization of outside consultants for specific assignments. Sharing of personnel, equipment and materials provides cost savings through the elimination of wasteful duplication that occurs under individual system management (USA).

Issues faced

Under this heading it is worth mentioning a few typical examples.

The water works of the city of Marseilles also managed the water service in 52 localities outside the city. In 1965 it was decided also to develop a sanitation activity. This grew quite rapidly so that in 1980 the management of water supply and sanitation was joint in 42 localities. For management of the sewer system there was immediate integration with water supply. Men and equipment had to be made available for sewer cleaning. At first the resources were concentrated into large units, but now they are mainly organised in smaller mobile units, larger units being employed for systematic programmed work. The organisation of specialised personnel for pumps and sewage works proved to be complex. At first difficulties in mobilising complete teams led to an organisation parallel with the existing water supply organisation. But now the work is organised on an area basis with each operative having some responsibility for both water and waste water matters with a large increase in productivity. There is a common mandatory set of safety rules for both services. The training of the workforce extends to biological treatment and electro-mechanical equipment.

There can be some difficulties in combining two existing separate systems, some of them due to personnel problems, but that is a passing phase in establishing one more economical and efficient organization instead of two separate ones.

In some national papers it is pointed out that there still remain some tasks which should be separated. People working in sewage treatment plants should not be allowed to work in drinking water treatment. Some of the machines and tools must be used in both sectors (Finland). The quality of water in supply must not be put at hazard by problems of hygiene, and for this reason neither personnel nor the vehicles and tools they use can be permitted to be used indiscriminately on both waste water and water supply sites or on work on sewers and water mains. A clear code of practice must be drawn up and rigorously applied. Similarly segregation of laboratories is important if contamination of samples for monitoring quality of water is to be avoided (U.K.).

It is only from Finland and U.K. these points of view have been mentioned. In Swedish experience there are no problems of that kind under normal hygienic conditions.

In none of the six papers is anything said about problems of installations not connected to the public system.

Tariffs for waste water

This subject is touched upon in most of the papers. The economic problems connected with sanitation are only the reflection of corresponding problems in the water supply department and among them sanitation tax bracket (France). Comprehensive charging and billing are based on water consumption, but there are separate fees for drinking water, and waste water and costs and incomes are kept separate in the budget even if the billing is combined (Finland). Adequate service charges have to be based upon the cost of service theory; it is essential in a combined system to charge for the treatment and distribution of potable water as well as the collection and treatment of wastewater (USA).

Only in the Swedish paper are there details of tariffs and charges. In Sweden the municipality have the right to charge not only for water and waste water but also for storm water and drainage water irrespective of the sewer system being combined or separate. Not only the costs arising from such water from private properties but also from streets and roads and other public areas as marketplaces, parks etc. may the property-holders be charged.

The table of rates for water supply and sewerage in Sweden consists of two parts: connection charges and running charges (the running charges including interest, amortization and/or renewal costs).

The connection charge usually consists of three parts.

- C1) A primary fee for the average costs for service pipes usually up to 0.5 metre outside the site boundary.
- C2) A fee per square metre of site area.
- C3) A fee per square metre of floor area.

The running charge in its simplest form consists of only two parts.

- R1) A primary fee to pay the costs of metering and billing and the maintenance and renewal of the service pipes up to the plot.
- R2) A fee per cubic metre of water consumption (including costs for the sewage).

But the running charge also in some cases includes fees per square metre of site and/or floor area. The first is adequate when the costs of storm water sewerage are to be charged to the property owners. In some municipalities one of these fees or both are used to partly pay for the maintenance and renewal of the pipeline network and sewer system as these costs are practically independent of how much water is used in the different properties. The fee for floor area also may be used to pay for the capacity which the water supply and sewerage works have to provide for every property independent of how much water is consumed and/or sewage produced. For similar reasons some smaller works have a fee per kitchen or flat instead.

For such cases the tariffs are divided into separate fees for water and for sewage and also for storm water.

The WS Act and the normal tariffs are as a principle valid only for domestic water and sewage. For supply of process water to an industry (in larger quantities) and for receiving industrial sewage the municipality has the right to prescribe special conditions and fees.

Even though the municipalities are entitled to cover all their costs for water supply and sewerage with fees, many of them meet part of the costs out of taxation, primarily the costs for storm water, but also part of the costs for domestic water supply and sewerage.

Special aspects

Two of the national summaries (from South Africa and

U.K.) also deal with the importance of combined management for water supply and sewerage in making the best use of limited local water resources. The management of both water supply and sewerage must therefore often be based on an integrated river basin management. Solutions to limited water resource and water quality problems cannot be found without consideration of the treatment of sewage and of the usable effluents which are thereby generated. For the functions of bulk water supply and bulk sewage treatment within a region in an arid land like South Africa a combined management is of importance to ensure the optimal exploitation of the limited water resources. The central role of the river (in a river basin) is an essential factor in achieving the best from integrated management of water services and a

constant reminder of both the possibilities and limitations (U.K.).

Prospects

All the six papers end with declarations that combined management implies important advantages from the administrative, technical and economic points of view. None has announced any drawbacks or unsuitabilities except for some minor difficulties in the beginning.

Concerning projects and realisation of controlling whole systems of drinking water and waste water simultaneously and from the same control centre, this question is mentioned only in the papers from Finland and Sweden. In Sweden there are at least ten control systems of that kind, mainly for monitoring the network and its pumping stations.

Bengt Petrelius, Stockholm, Sweden.

Des résumés de la contribution prévue sur le sujet indiqué ci-dessus ont été envoyés par les auteurs nommés par les Comités Nationaux de six pays qui sont, par ordre alphabétique: l'Afrique du Sud, les Etats-Unis, la Finlande, la France, le Royaume-Uni, la Suède.

Dans ces six résumés les avantages et intérêts de la gestion combinée de systèmes de distribution de l'eau et des eaux usées sont confirmés et soulignés, même si, assez naturellement, il y a quelques différences dans les arguments et les raisons estimés les plus importants pour une telle fusion. A l'évidence, il existe en outre des différences entre les pays concernant les éléments naturels, les règlements juridiques, la tradition, etc.

Raisons administratives

Dans chaque résumé l'avantage de la gestion combinée du point de vue administratif est confirmé. Dans la plupart des pays la distribution d'eau potable, et la collecte et le traitement des eaux usées sont sous la responsabilité des autorités locales. Constituant un Service Public double, il est logique qu'il soit géré par un organisme avec organisation commune (France). Lorsque le même ministère est responsable pour les deux services, il y a moins de danger de discussions (Finlande). Dans une zone aride, la distribution de l'eau dans les villes, les complexes industriels associés et les projets d'irrigation doivent faire partie d'un plan national global pour optimiser les avantages nationaux (Afrique du Sud). Depuis 1955 les règlements juridiques et économiques sont les mêmes pour la distribution de l'eau et pour les eaux usées (Suède). La Loi de 1973 sur l'Eau en Angleterre et au Pays de Galles est, très radicale et implique la possibilité d'une gestion intégrée pour pratiquement tous les services d'eau de ces pays. Les systèmes d'eau potable et d'eaux usées, à cause de leur dénominateur commun (l'eau), conviennent parfaitement à la gestion combinée (Etats-Unis).

Les six rapports mettent en relief les économies réalisées avec une gestion combinée. Une des plus simples vient d'une facturation et de charges communes pour les deux services, souvent basés sur la consommation d'eau potable, parfois combinés avec la facturation d'autres services municipaux tels que l'électricité, le gaz et les déchets solides.

Un autre avantage, mentionné dans certaines contributions, consiste en une meilleure utilisation du personnel technique avec une gestion combinée. Et grâce à la diversité des postes disponibles, le personnel a un potentiel de promotion plus grand; un exemple de ceci est la diversité de l'expertise technique requise non seulement pour faire marcher et maintenir les systèmes,

mais aussi pour les renouveler, les remplacer et les développer (Etats-Unis).

Raisons techniques

En principe, la technologie est la même pour les systèmes de distribution d'eau potable et la collecte et le traitement des eaux usées. Le même personnel peut y participer, par exemple pour diagnostiquer et concevoir des usines, pour les travaux de construction, de fonctionnement et de maintenance. Ainsi la pose des tuyaux se fait le plus souvent en même temps dans les mêmes tranchées. La plupart des machines peuvent servir dans les deux cas, et la plupart des services auxiliaires, tels que les laboratoires, peuvent servir pour l'eau potable et pour les eaux usées (Finlande).

Les branches d'ingénierie des autorités intéressées ont développé une expertise pour traiter des problèmes de distribution de l'eau et d'évacuation des eaux usées qui, dans bien des cas, se sont étendus au-delà des limites étroites de leurs autorités statutaires. (Afrique du Sud).

Il est très rare, dans une zone urbaine, qu'il ne faille qu'une distribution d'eau ou simplement une évacuation des eaux usées. Donc presque toujours les systèmes de distribution d'eau, ceux relatifs aux eaux usées et les réseaux correspondants sont planifiés et construits en même temps. Ceci est particulièrement vrai dans les pays où, à cause du climat, conduites et égouts doivent être posés à 1,5 ou 2 mètres sous le sol (ou plus encore dans certaines circonstances). Donc du point de vue technique et économique, il est important de les mettre dans la même tranchée. Distribution d'eau et eaux usées doivent être considérées globalement depuis la ressource d'eau brute jusqu'au consommateur. Il est donc logique et raisonnable que le même organisme municipal s'occupe du planning, de la construction, du fonctionnement, de l'entretien et de l'administration.

Les technologies des calculs d'installations industrielles pour le traitement de l'eau et le traitement des eaux usées ont de fortes similarités—l'échange d'expérience acquise est utile et pour la recherche et au niveau le plus pratique de la conception, mais nous avons déjà appris que nous ne devons pas essayer de remplir nos bureaux d'études de généralistes; le rôle du spécialiste n'est pas terminé bien que de plus en plus de moyens sont trouvés pour traverser les lignes traditionnelles de démarcation (Royaume-Uni).

Raisons économiques

Dans presque tous les six documents nationaux il est

souligné qu'il y a de nombreux avantages économiques dans une organisation commune de distribution d'eau et de collecte et traitement des eaux usées. Plusieurs de ceux-ci ont déjà été mentionnés, mais afin d'illustrer cette rubrique citons l'exemple finlandais:

- administration, planification et services aux consommateurs combinés réduisent les frais généraux;
- pour les travaux de construction, de fonctionnement et de maintenance le même personnel peut servir dans les deux secteurs, donnant ainsi de la flexibilité aux activités surtout lors des périodes de congé;
- les locaux peuvent être utilisés de façon plus rationnelle dans une grande organisation que dans deux plus petites;
- les services auxiliaires peuvent être fusionnés, ce qui réduit aussi les frais;
- les systèmes de commande à distance peuvent être les mêmes pour les deux secteurs, dirigés par le même personnel;
- des économies sont aussi obtenues grâce à une meilleure coordination du travail.

Le système Finlandais comporte également un système de commande à distance pour l'eau potable et les eaux usées.

L'adoption d'organisations multifonctionnelles pour la fourniture des services est importante non seulement pour faciliter le redéploiement mais surtout permettre des économies dans l'utilisation des ressources en main d'oeuvre (Royaume-Uni).

La dimension des systèmes combinés dicte les besoins en personnel permanent par rapport à l'utilisation de conseils embauchés à l'extérieur pour des tâches bien déterminées. La répartition du personnel, du matériel et des produits permet d'économiser des frais en éliminant les double emplois qui existe avec une gestion distincte des deux systèmes (Etats-Unis).

Les questions soulevées

Cette rubrique reprend divers aspects du problème.

Les services de distribution d'eau de la ville de Marseille gèrent aussi la distribution d'eau de 52 localités en dehors de la ville. Il fut décidé en 1965 de développer simultanément une activité d'assainissement. Celle-ci se développa assez vite de sorte qu'en 1980 la gestion de la distribution de l'eau et celle d'assainissement étaient combinées dans 42 localités.

Dans la gestion du réseau des égouts il y eut une intégration immédiate dans le service des eaux et la création des moyens en hommes et en matériel pour racler les égouts. Ces moyens, d'abord centralisés sur les grandes unités, sont maintenant mieux distribués en unités plus petites avec le développement de racleurs amovibles tirés par un véhicule motorisé. Les entités plus grandes sont donc réservées pour les travaux systématiques et programmables. L'affectation de personnel spécialisé pour les unités de pompage et de traitement s'avéra rapidement être fort complexe. Le besoin de grouper plusieurs unités, souvent éloignées l'une de l'autre, pour créer des équipes complètes entraîna très vite la création d'une nouvelle structure parallèle à la structure de distribution de l'eau, avec comme conséquence une mauvaise intégration des deux services. Puis un découpage par zone géographique fut adopté pour donner à chaque agent une certaine responsabilité concernant l'ensemble des problèmes d'eau et d'assainissement. Cette organisation, qui fonctionne actuellement, a permis d'obtenir une grande augmentation de productivité. Le personnel a reçu une formation complémentaire pour le traitement biologique et le matériel électro-mécanique. Les méthodes de contrôle utilisées pour les unités d'eau potable ont été appliquées pour les installations d'eaux usées, permettant un ensemble strict de règles de sécurité pour les deux services.

Il peut y avoir quelques difficultés à combiner deux usines séparées pré-existantes, notamment à cause des problèmes de personnel, mais ceci n'est qu'une difficulté passagère, préalable à l'obtention d'une organisation plus économique et plus efficace au lieu de deux.

Dans certains journaux nationaux, il est dit qu'il y a encore des usines qu'il faut séparer. Ceux qui travaillent dans les usines pour le traitement des eaux d'égout ne doivent pas travailler au traitement de l'eau potable. Les machines et les outils ne doivent pas servir aux deux secteurs. (Finlande). La qualité de l'eau distribuée ne doit pas être en péril à cause de problèmes d'hygiène, et pour cette raison ni le personnel ni les véhicules et outils ne peuvent être utilisés arbitrairement pour la distribution de l'eau ou des eaux usées et pour le travail sur les égouts et les canalisations d'eau. Il faut établir un code de pratique net, et l'appliquer rigoureusement. De même il est important de séparer les laboratoires pour éviter la contamination des échantillons pour le contrôle de la qualité de l'eau (Royaume-Uni).

Ces points de vue n'ont été mentionnés que pour la Finlande et le Royaume-Uni. D'après les expériences de la Suède, il n'y a pas de problèmes de ce genre en contexte hygiénique normal.

Dans aucune des six contributions il n'est traité des problèmes des installations non reliées au système public.

Tarification pour les eaux usées

La plupart des contributions n'abordent ce sujet que rapidement. Les problèmes économiques associés avec l'hygiène publique ne sont que la réflexion des problèmes correspondants dans le service de distribution d'eau et parmi ceux-ci la redevance d'assainissement (France). Les charges et la facturation sont basées sur la consommation de l'eau, mais il y a des prix séparés pour l'eau potable, et les eaux usées, et les prix et les revenus sont maintenus séparément dans le budget, même s'il n'y a qu'une seule facturation (Finlande). Des prix adéquats pour les services doivent être basés sur le coût de ces services; dans un système combiné il est essentiel de facturer pour le traitement et la distribution de l'eau potable et ainsi que pour la récupération et le traitement des eaux usées (Etats-Unis).

Dans le rapport suédois il n'y a que quelques détails sur les tarifs et les prix. Il faut signaler d'abord qu'en Suède la municipalité a le droit de facturer non seulement l'eau et les eaux usées mais aussi l'eau de pluie et l'eau de drainage, que le système du tout-à-l'égout soit combiné ou séparé. Les propriétaires peuvent avoir à payer non seulement pour l'eau de leurs propriétés mais aussi pour celle venant des rues, des routes et des lieux publics tels que places du marché, parcs, etc.

Le tableau des prix pour la distribution de l'eau et les eaux usées en Suède est divisé en deux parties: les coûts de branchement et les frais de gestion (qui comprennent les intérêts, les amortissements et/ou les coûts de remplacement).

Les prix pour le branchement est généralement divisé en trois:

C1) Un prix pour couvrir le coût moyen des conduites d'aménée, généralement à 0,5m. en dehors de la limite du terrain

C2) Un prix par mètre carré de terrain

C3) Un prix par mètre carré de surface de plancher

Sous sa forme la plus simple le prix de gestion comprend deux parties:

R1) Un prix pour le compteur d'eau, le comptage et la facturation ainsi que pour l'entretien et le renouvellement des conduites jusqu'au terrain.

R2) Un prix par mètre cube d'eau utilisée (y compris des frais pour le tout-à-l'égout).

Mais parfois le prix de gestion comprend un prix par mètre carré de terrain et/ou surface de plancher. Le premier suffit lorsque les frais de collecte des eaux de pluie sont à la charge des propriétaires. Dans certaines municipalités un de ces prix ou les deux servent à défrayer en partie l'entretien et le renouvellement du réseau des conduites et des égouts, ces frais étant pratiquement indépendants de la quantité d'eau utilisée dans les diverses propriétés. Le prix pour la surface de plancher peut aussi servir à payer la capacité de réserve dont dispose les services de distribution d'eau et des eaux usées pour chaque propriété, indépendamment de la quantité d'eau consommée et/ou des eaux résiduaires produites. Pour les mêmes raisons certaines usines, généralement plus petites, fixent un prix par cuisine ou par appartement.

Dans de tels cas, les prix sont divisés en prix pour l'eau, pour les eaux usées et pour les eaux de pluie.

La Loi sur l'Eau et les Eaux Usées, et les prix normaux sont en principe valables seulement pour l'eau domestique et les eaux usées. Pour l'eau destinée aux industries (en quantités plus importantes) et pour le tout-à-l'égout industriel, la municipalité a le droit de prescrire des conditions et des prix spécifiques.

Même si les municipalités ont le droit de recouvrer tous leurs frais pour la distribution de l'eau et des eaux usées, beaucoup en subventionnent une partie à l'aide des impôts, surtout pour les eaux de pluie, mais également de façon variable concernant la distribution de l'eau domestique et les eaux usées.

Aspects particuliers

Deux des résumés nationaux (Afrique du Sud et

Royaume-Uni) traitent aussi de l'importance de la gestion combinée eau potable—eaux usées du point de vue de la meilleure utilisation de ressources d'eau locales limitées. La gestion de la distribution de l'eau et des eaux usées doit donc être basée sur une gestion intégrée du bassin fluvial. Des solutions aux problèmes de qualité de l'eau et de ressources limitées ne peuvent être trouvées sans considérer le traitement des eaux résiduaires et des effluents utilisables ainsi générés. Pour les fonctions de distribution d'eau collective et des égouts collectifs dans les zones arides, en Afrique du Sud par exemple, une gestion combinée est importante afin d'assurer l'exploitation optimale des ressources en eau, à un coût convenable, et dans le cadre d'une utilisation efficace des moyens disponibles dans la région. Le rôle essentiel du fleuve (dans un bassin) est un facteur primordial dans une gestion intégrée et un rappel constant de ses possibilités et de ses limites. (Royaume-Uni).

Perspectives

Les six résumés se terminent avec des déclarations que la gestion combinée comporte des avantages considérables au point de vue administratif, technique et économique. Aucun n'a évoqué les inconvénients ou inaptitudes à l'exception de quelques difficultés mineures.

Seules les contributions de la Finlande et de la Suède se réfèrent à l'élaboration et à la réalisation de systèmes de contrôle centralisés couvrant l'ensemble eau potable et eaux usées, simultanément. En Suède il y a au moins dix systèmes de ce genre, en particulier pour surveiller le réseau et les stations de pompage.

J. E. Thackray,* MSc., C.Eng., (UK) and H. J. Day,* MASCE (USA).

"A COMPARATIVE ANALYSIS OF SOME BRITISH AND NORTH AMERICAN EXPERIENCE"

Introduction

1. There are both similarities and surprising differences in the management of water services in the British Isles and North America. A study of these was considered useful to illustrate some of the merits and potential disadvantages of the combined management and separate management approaches to water service provision, and has been undertaken by the authors.
2. In North America a high degree of autonomy is exercised by each of the several states or provinces in all water matters. To a visitor this is hardly surprising in view of the vast physical differences between regions and the wide variation in climate. In addition there is a cherished history of local and individual independence which reinforces the effects of geography. Nevertheless in both countries there is quite a strong degree of central control and influence from the federal government. Again, to an outsider, the degree of uniformity in philosophy and management of policy-making, and sometimes in operational practice, is often striking when compared with the variety which exists within a similar geographical span in Europe.
3. The British Isles, taken as a whole, are fairly densely populated compared with North America and in view of their relatively limited geographic spread one might expect a fairly high degree of uniformity of approach. In practice this is not so. In the Republic of Ireland water services are managed locally with separation of the services, but all major

funding is direct from the national exchequer with few charges to customers for service. Within the United Kingdom of Northern Ireland, Scotland, Wales and England, these distinctly separate and different regimes exist. There is direct administration of both supply and waste water systems by central government as one of the whole range of services operated by the Department of the Environment (N. Ireland); costs other than those met by the Department are recovered principally through an additional local property tax, or rate, with measured payment by major industry. In Scotland supply and waste water systems are both controlled and managed as two of the functions of elected regional councils and, after allowing for government grants, charged for on a local tax basis with measured charges to industry. In England the situation is very different and is explained elsewhere in the paper.

4. Because of the complexity of the subject area it is not possible to cover the whole of the range of differences, advantages and disadvantages of each system in one paper. However, in order to illustrate some of the more important features the paper provides a comparative overview of water systems functioning in a portion of each nation, England and Wales; and Wisconsin. An attempt has been made to provide additional insight by focusing on two particular river basins. The Severn Trent river basin in England, with an area of 21,500 sq.km., is compared with the Fox-Wolf river basin in Wisconsin which has an area of 17,000 sq. km.

Regional Water Authorities in England and Wales; River Basins in Wisconsin

- A unique and bold new regional organisation was introduced in 1974 in England and Wales. This has produced substantial benefits in cost reduction and opportunities for technical achievement. It is now possible to review some of the changes from the perspective of roughly eight years of operating responsibility.
- Prior to April 1974, 1,341 separate water supply, sewerage, sewage disposal, drainage and river basin authorities operated in England and Wales. In 1974 these were replaced by only ten vertically integrated, all purpose, regional water authorities whose boundaries are coincident with those of the major river basins. These are autonomous bodies, generating their own revenues direct from their customers, almost free from government or state grants and responsible for planning, building and operating all necessary works, for water resources and supply, sewerage and sewage disposal, as well as maintaining and improving the quality of river waters, flood alleviation, and water-based recreation and amenity. A small number of long established private water companies also act as statutory agents of the water authorities for supplies to small parts of their regions. Information on the river basins in England and in Wisconsin are shown in Figures 1 and 2 and in Table 1. The Wisconsin data were obtained from the unpublished files of the Wisconsin Department of Natural Resources.
- Table 1 shows that population densities in both England and in Wisconsin vary widely. Nevertheless most of them in the UK are higher

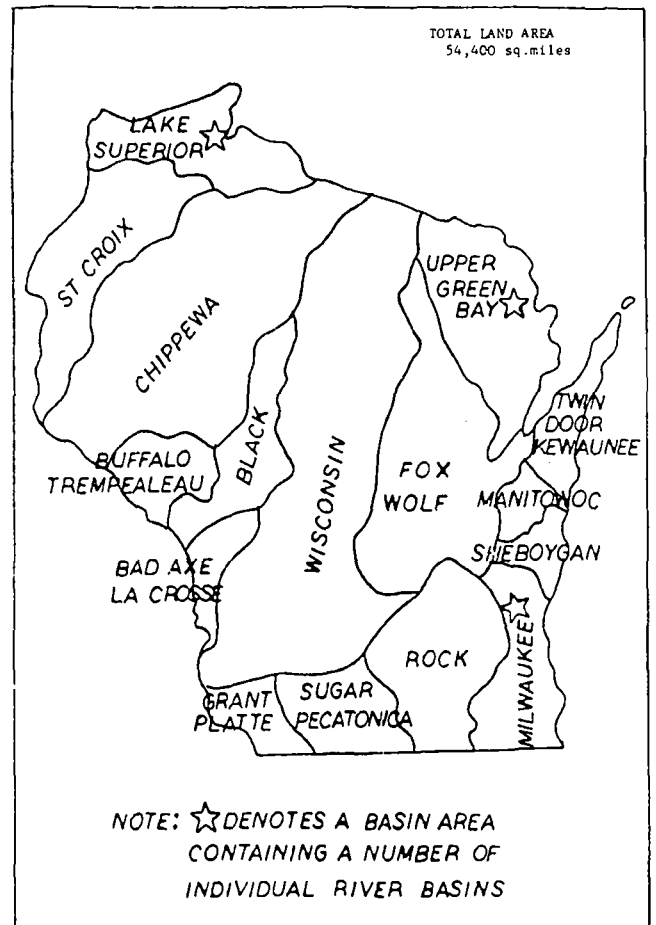


Figure 2: River Basins of Wisconsin

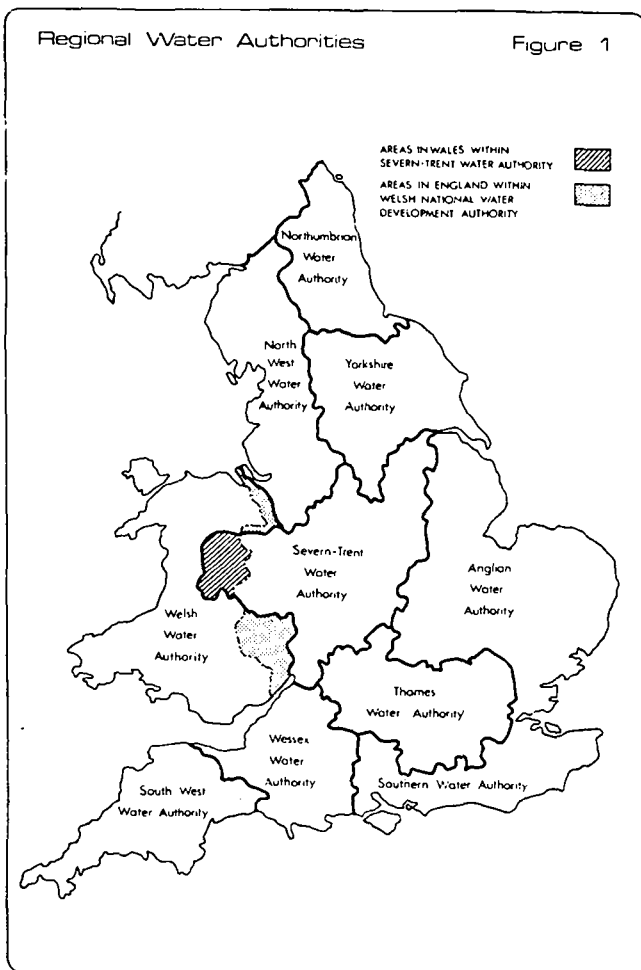


TABLE 1
Areas and Populations of English/Welsh Regional Water Authorities and Wisconsin River Basins

England and Wales (See Figure 1)

Name	Area in Sq Km	Population in thousands	Population Density People/Sq Km
Thames	13,105	11,600	888
Severn-Trent	21,500	8,200	378
Anglian	27,350	4,800	174
North West	14,800	7,000	471
Yorkshire	13,500	4,500	332
Welsh	21,500	3,000	139
Southern	11,000	3,800	347
Northumbrian	9,200	2,700	293
Wessex	9,600	2,300	239
South West	10,900	1,400	127
TOTALS	152,455	49,300	310

Wisconsin (See Figure 2)

Milwaukee	6,200	1,800	230
Rock	9,600	661	69
Sugar/Pecatonica	4,700	82	15
Red Axe/La Crosse	2,800	116	38
Wisconsin	29,300	489	15
Grant/Platte	2,800	49	15
Fox-Wolf	16,800	468	27
Sheboygan	1,000	112	108
Manitowoc	1,500	69	42
Black	6,200	59	8
Buffalo Trempealeau	3,400	36	11
Chippewa	24,100	282	11
Upper Green Bay	10,900	90	8
Twin/Door/Kewaunee	2,800	73	27
St Croix	10,400	113	11
Lake Superior	8,300	72	8
TOTALS	140,800	4,571	31

than those regions of comparable size in the United States. They are ten times higher, on the average, than in Wisconsin. The urbanised industrial downstream portion of the Fox-Wolf river basin, with a population density of 235 per sq. km., and the urbanised Milwaukee river basin are the only areas in Wisconsin with densities comparable to most of England and Wales.

Water Supply Sources and Use Rates

- For piped service the average English customer uses around 120 litres of water per head per day*³, a great deal less water than his US counterpart, where the use is sometimes four to five times more. For example, the standard toilet flush in England is now 9 litres but in all new installations a dual system is being put into effect with alternative flush volumes down to 4 litres. This is expected to show a 10% saving on use for the same service over the next decade plus.
- Comparative residential water usage in all areas of Wisconsin is not available at this time. The lower Fox-Wolf river valley, an urbanised area, uses approximately 360 litres per person per day in the residential sector. The sewage flow rates used for planning purposes in one metropolitan area of the valley is 640 litres per person per day. This design flow rate includes contributions from the commercial, institutional and some industrial sectors in addition to the residential.

River Quality and Pollution Abatement

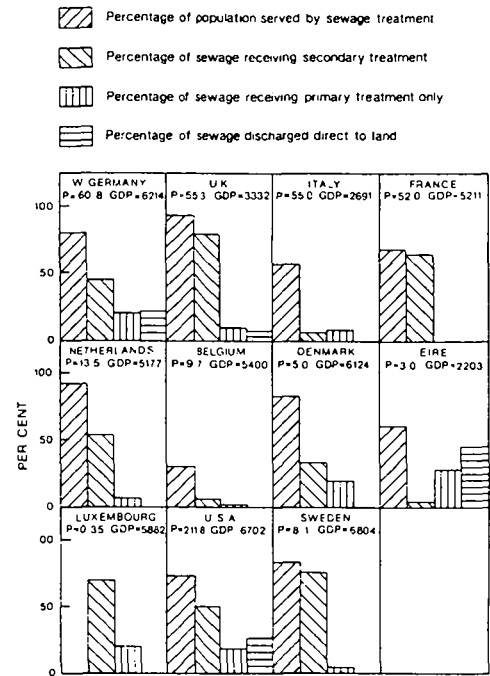
- The UK was the first heavily industrialised and developed region in the world. As a result, it also became highly polluted in many parts a century ago. It underwent a degradation of the environment which is now being repeated in many parts of the world as volume of production is put before quality of life. Having been the first world region to undergo the sorrows of environmental pollution it is also the first to have made very substantial forward movement to recovery. In no area is this more true than in smoke abatement and improvements to river water quality. The progress made in the 22 years from 1958 to 1980 is summarised in Table 2.

TABLE 2
Non-Tidal Rivers: Survey of Quality Classification (England and Wales)

	1958		1970		1975		1980	
	km	%	km	%	km	%	km	%
1 (unpolluted)	23,500	72.9	27,370	76.2	28,037	77.6	28,810	75
2 (doubtful)	4,611	14.3	5,297	14.7	5,458	15.1	7,110	18
3 (poor)	2,058	6.4	1,724	4.8	1,449	4.0	2,000	5
4 (grossly polluted)	2,057	6.4	1,533	4.3	1,178	3.3	810	2
	32,226	100.0	35,924	100.0	36,122	100.0	38,740	100.0

- The relative progress of river pollution abatement in the UK can be judged in broad terms from the information shown in Figure 3. After making allowances for different geographical situations the broad positions in Europe and USA are comparable, but the variations within Europe are as extreme as they are between the various parts of North America.
- The Fox-Wolf river has made a remarkable recovery from the severely polluted condition existing ten years ago. Approximately 90% of the municipal and industrial organic waste dumped into the lower river in 1970 has been removed today. Typical values today are 40,000 to 60,000 pounds of biochemical

Extent of sewage treatment in EEC Countries, USA and Sweden Figure 3



EEC countries are arranged in order of population. Under each country is given the population (P) in millions and the gross domestic product (GDP) for 1974 in US dollars per head. (Based partly on data from National Survey of Air and Water Pollution, 1974. Institute for industrial research and standards Eire, Dublin, May 1975.)

oxygen demand (BOD) per day. Increased numbers and diversity of fish caught in the river and downstream bay recently confirm the improvement. Microcontaminants, in particular PCBs, found in the aquatic ecosystem are deterring more rapid improvement in public use of river/bay system. Warnings have been issued by health officials not to eat more than one fish per week caught in the area. Resumption of swimming at public beaches still awaits the attainment of consistently low coliform levels (caused primarily by upstream baryard and animal pasture mismanagement) and high water clarity levels. The turbidity is linked to upstream soil conservation practices and bottom sediments in the shallow bay which are often mixed with the water by wind-generated waves.

Capital Investment Levels

- The current investment rate of the Severn-Trent Water Authority in new capital works is 106 million per annum (approximately \$240 million per annum). This is approximately one-sixth of the investments in England and Wales as a whole. The investment rate has varied very considerably both regionally and nationally over the decades, see Figure 4.
- The peak of investment in the period 1965 to 1974 represented a combination of many features. Three stand out in particular:
 - The forecast in the 1960s of relatively rapid growth of population and water supply;
 - An acceleration in the pace of environmental improvement with the easiest and most cost-effective works being naturally undertaken early in the period;
 - A relatively unrestrained economic climate.

The structure of the Authority's Standing Committees is as follows :

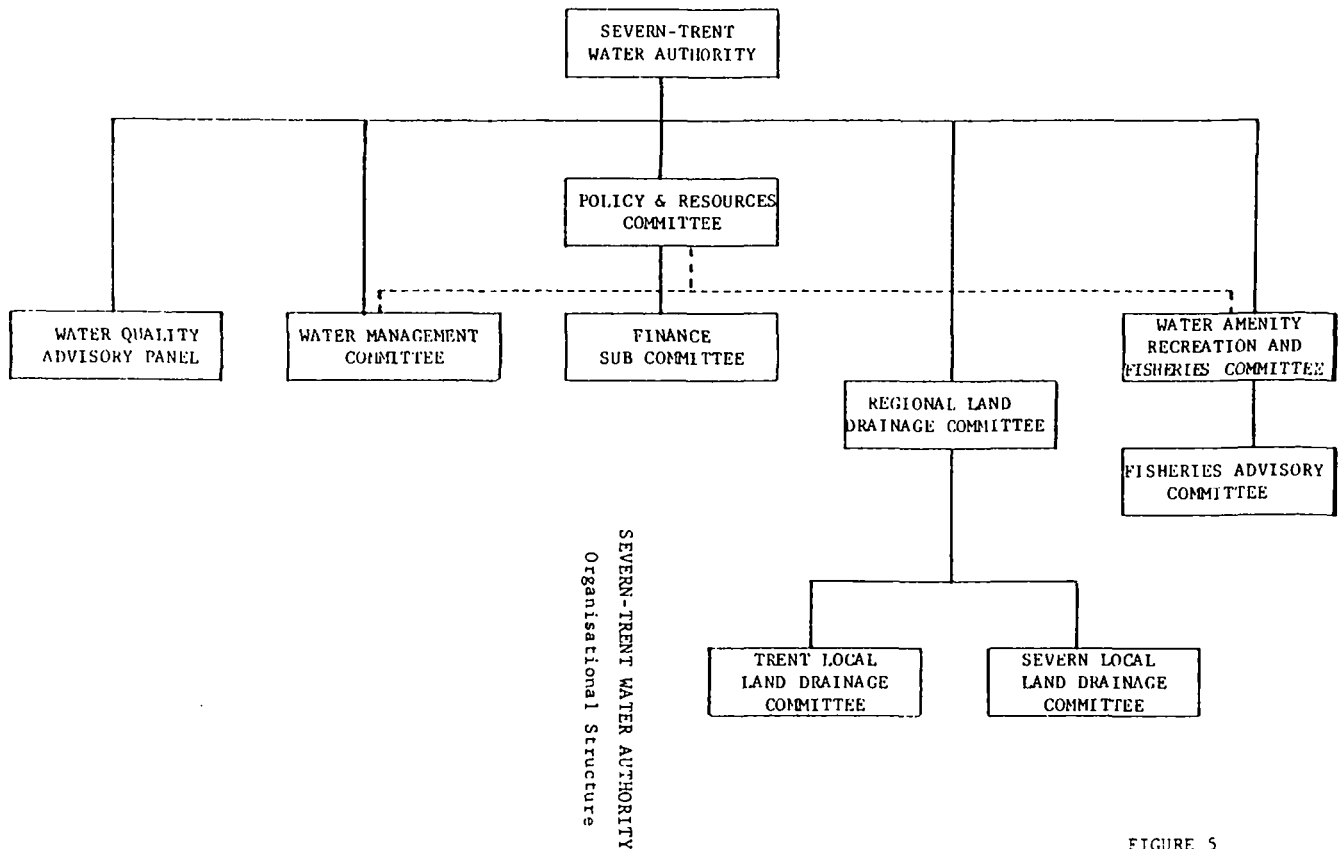


FIGURE 5

communities. The third option is ownership and operation by a single purpose municipality, the metropolitan sewerage district. Both the multi-purpose and single purpose municipalities have the power to tax and both are governed by local citizens. A mayor and city council elected by the local populace govern all elements of the multi-purpose community. The mayoral term of office is usually four years while the council term is two. In contrast, the metropolitan sewerage district is governed by a commission of five people with staggered five-year terms. The commissioners are appointed, by the local county government. Examples of all three administrative arrangements exist in the Fox-Wolf river valley. Local circumstances usually have dictated the preferred administrative arrangement. Sixty publicly owned treatment works exist in the Fox-Wolf river basin; the total number in the State of Wisconsin is approximately 600. Each is locally administered according to a set of policies and laws by the local, state and federal government. State and federal agencies have major enforcement and overview functions.

22. Other elements of water oriented urban services are provided primarily by these same local administrative units, but state and federal governments as well as the private sector also contribute. Flood protection is usually provided by the federal government but water-based recreation and related amenities are provided by all levels of government and by private firms.

Revenue

23. It has already been noted that the Severn-Trent Authority is required to be self-supporting

financially, except for limited capital grants towards flood alleviation from the Ministry of Agriculture, Fisheries and Food. This is a very different situation from that of its predecessors where up to two-thirds of the costs of sewerage and sewage disposal in particular were met by central government, and where in a few cases minor subsidies from local taxation were made to other aspects of the service. The Authority has found it cost effective to bill nearly all of its customers directly. Previously water charges to householders were often lost in the total demand for local rates and taxes, but today they are readily identifiable. The combined results of the abrupt withdrawal of government support in 1974, combined with the ravages of inflation running at between 10% and 20% pa over the period, plus, in some cases, a local increase caused by phasing-out internal subsidies has not unnaturally provoked a good deal of adverse press and customer comment.

24. As a result there has been, as anticipated, a good deal of pressure for changes in revenue policy. Industry, agriculture, and most commerce is metered, but most income from households is currently raised on the basis of a charge, known as a rate, levied against the value of the property as assessed for local taxation purposes (rateable value). Extensive customer consultation and market research undertaken in Severn-Trent shows that a majority of active customers would prefer to have available the alternative of some system of metering supply and disposal. As a result the Authority has decided that from April 1981 an option, for customers to meet the extra costs of having a meter fitted and paying for water supply and used water discharged by volume, should be available. Selection of this option is expected to be made by

about 10% of customers over the next five to ten years. These customers will still have to pay for rainwater sewerage, flood alleviation, and environmental monitoring and improvement through charges on the rateable value of their property.

25. Despite the separate control and operation of supply and waste water facilities, the Wisconsin experience in collection of revenue has been similar in many respects, although different in others. There a single water bill, including the charges for sewage and for drinking water, has been mailed to all users in many Metropolitan areas in recent years. This action may be identified in the future as the first step toward a combined system. A single bill developed in many communities following a change in revenue collection policy for sewerage. The cost of sewage treatment had been included as a Real Estate Property Tax for decades, along with the cost of many public services such as schools, and police and fire protection. This arrangement changed when a Federal Law, Public Law 92-500, was passed in 1972. The Law required that equity in sewage treatment revenue be established in those communities where Federal money was used for the construction of new Waste Water Treatment Plants. The metered drinking water was used as the basis of billing of residential, commercial, and many industrial customers after the Law went into effect. Wet industries such as meat packing plants and pulp and paper mills were billed separately on a basis of both volume and strengths of sewage. The separate charge for sewage treatment included on the water bill, usually distributed quarterly, highlighted both the cost of sewage treatment and the linkage between drinking water and sewage. The result was a wave of water conservation effort followed by a reduction in the total volume and strength of sewage collected and treated. A 12% reduction in both drinking water (from an average of 75,000-67,000 gallons a year for a residential customer) and sewage occurred in 1978 as compared to 1977 in Green Bay, Wisconsin. The change in billing policy went into effect early in 1978. The use rate has continued at this lower level to date.
26. The costs associated with rainwater sewerage and groundwater seepage (infiltration and in-flow) are usually billed by a Metropolitan sewerage district to each municipality served, according to the metered flow recorded. The individual municipality, in turn, usually distributes that cost uniformly to all individual customers. The amount of clear water from rainfall and groundwater has been highlighted by the change in billing procedure. The resulting efforts to reduce clear water contributions to sewage and to use conservation policies for generating less sewage than previously considered necessary have created excess treatment capacity not predicted a few years ago in some communities of Wisconsin and elsewhere in the United States. This modest success in reducing per capita sewage generated, when coupled with the single sewage and drinking water bill now distributed, may stimulate further efforts to integrate water supply and waste water systems. Other system-wide costs such as monitoring, normal maintenance and repair, and administration, are usually distributed uniformly to all customers. Flood alleviation costs are not presently reflected in the local water related charges of most Wisconsin communities. Federal funds are the primary source for flood plain management activities at present, but efforts to

transfer those costs to the flood plain resident/landowner continue.

Financing Capital Works and Operating Costs

27. As already noted the volume of works commissioned annually by the Severn-Trent Authority has been reduced considerably. Even so, the cash cost of these works has risen over the last six years. In addition both pressure from government and the wishes of Authority Members have caused a movement away from the financing of works by loans, to the raising of internal revenues by higher effective depreciation rates, culminating in the decision to introduce Current Cost Accounting from April 1981. These effects are shown diagrammatically in Table 3. The result of these changes is that Authority revenue requirements, and hence charges, are about 9% higher than they would otherwise have been.

TABLE 3
Capital Expenditures by the Severn-Trent Water Authority

Year	Inflated Amount Million Dollars	1974 Constant Amt. Million Dollars	% of Internal Financing
1974/75	148	148	18
1975/76	144	118	26
1976/77	150	106	29
1977/78	158	106	42
1978/79	160	104	44
1979/80	164	90	53

28. As shown in Table 3, just under half of the annual expenditure arises from the cost of financing capital works. This is hardly surprising as the water industry is intrinsically capital intensive. Of the remaining expenditure directly employed manpower costs take about a half, and other miscellaneous operating costs including local taxes (5%) and chemicals (1%) form the remainder. Power costs represent only about 6% of total costs so that water industry charges in England are not likely to prove very insensitive to changes in the relative costs of energy over the next decade.
29. The source of money to pay for capital works in Wisconsin is probably typical of the United States. Water supply systems have usually been financed through the issue of municipal bonds sold as tax-free bonds by banks and brokerage firms. Thirty years is a typical bond retirement period. Waste water systems have usually been financed, at least for the past decade, through a combination of government grants (55% federal and 25% state is typical) and local municipal bonding. Short term (five years) local bonding is common to provide cash for construction payments while applications for government funds are in the process of gaining approval.
30. A sample of expenditure and revenue sources for a Wisconsin waste water treatment operation (Anonymous)*1 is shown in Table 4. As might be expected, a smaller percentage of the operating costs are used for debt service. The utility used as an example, the Green Bay Metropolitan Sewerage District which is located in the Fox-Wolf river basin, provides only waste water treatment services so close comparisons with the Severn-Trent Water Authority may not be useful. Energy costs are proportionally much more expensive at Green Bay while employee costs are comparable. Energy costs can be expected to continue receiving special attention in the decade ahead.

TABLE 4

Revenue Expenditure and Income 1979/80
 Severn-Trent Water Authority, England and
 Green Bay Metropolitan Sewerage District, Wisconsin.*1

Expenditures Category	Severn-Trent		Green Bay Metro	
	Amount	Percentage	Amount	Percentage
	Million Dollars		Million Dollars	
Debt Service	216	43	3	32
Employee Cost	126	25	2	22
Energy	28	6	1.7	18
Other	130	26	2.6	28
Total	510			
Income Category				
Sewerage Charges	230	46	8.0	86
Other	280	54	1.3	14
Total	510		9.3	

Approaches to Environmental Planning and Control

31. The regulation of River Water Quality standards forms a very important element of this field. In 1974 a major change in administrative and technical arrangements was made in England and Wales. This was to combine the functions of the river authorities, which were the pollution control agencies, with water supply and with the sewerage and sewage disposal function. In the author's view (JET) this would not be possible except in a highly developed and politically stable country. However, in England and Wales it has been an outstanding success.
32. The key to success has been the merger of both power and responsibility in one public agency. The water authority sets the emission standards in the form of legally binding "Consents to Discharge". It also sets the River Quality objectives which form the basis of those consents, and publishes in its own corporate plans and, separately, its programmes and policies for river quality improvement. These plans are reviewed annually by Authority staff and are submitted to central (national) government for comment and approval. Thus government can check that plans are in accordance with national policy. Government also receives and may revise each proposed Consent for the Authority's own sewage works or other discharges. Also, an industry or private person who believes that the Authority has not acted fairly in setting their consent can appeal to the Secretary of State for that Consent to be varied or revoked.
33. In practice the appeal procedure is seldom invoked, partly at least because all the authorities, as a matter of organisation policy, keep the reporting of river quality control matters administratively separate from day-to-day operations. It becomes a specialist headquarters function reporting to the Authority's policy executives and Members at the highest level. This is particularly necessary when the Authority prosecutes legal action in the courts for gross infringement of Consent conditions. The overall results of the new approach is that the inefficiency of the poacher/gamekeeper approach is removed and the people manning the quality control function can get down to frank technical discussion with operating personnel. They are then able to work on a professional basis while maintaining their independence to report to senior management, Members, and eventually Govern-

ment and the Public on just what can and cannot be done within a given cost and technical context.

34. The contrast between practice in planning and control in the United States and in England is striking. The people of Wisconsin, and elsewhere in the United States, are not likely to consider legislation allowing the same public body enforcing water and waste water regulations to own and operate water and waste water works throughout the State or throughout a river basin. Some planning functions have been regionalised by watershed boundaries recently for water quality planning concerns (ie those created under Section 208 of Public Law 92-500) in a few areas and regional planning agencies providing technical advice on environmental planning to local government have been functioning with various levels of success throughout the State. Local control of publicly owned facilities along with land use regulations and other elements of community based quality of life, are valued highly by most citizens and will not be relinquished quickly, even if a lower tax rate is possible. Increased centralised governmental control may become more politically acceptable in the decade ahead as the issue of microcontaminants in both surface and groundwater becomes well documented and better understood. The comparatively low population density, high environmental quality and high standard of living in Wisconsin will probably deter any move to centralise governmental function for some years.

Conclusions

35. An attempt has been made in this paper to demonstrate some of the similarities and many of the differences in municipal water systems functioning in England and in Wisconsin. Some of the differences arise from physical, sociodemographic and political differences between the two regions. Others stem from the bold new approach to the water management cycle being taken in England and Wales, and in its particular expression in the Severn-Trent Regional Water Authority. At least another decade will be required to understand better how significant the United Kingdom integrated management and unsubsidised cost based charges approach is in providing a region with cost effective water services in a publicly and politically acceptable way.
36. One of its major attractions to central governments faced with financial stringency is the ability to withdraw the capital and other subsidies which most make to existing local organisations, particularly in the waste water business. If at the same time they can hive off costs and charges for both supply and waste water disposal to a small number of independent bodies whilst maintaining overall control on performance, this must be useful to them.
37. The biggest single snag is the increase in direct charges for water services to customers, particularly manufacturing industry, at a time when they are unlikely to see a corresponding reduction in central and local taxation because of inflation and other pressures on these.
38. There are no single agencies with the combined responsibility for water supply and waste water systems in Wisconsin at present. Increased consideration of such an organisation can be expected in the near future, however, primarily due to economic but also more political reasons. The shift of responsibility, for funding public sector activities, including human services and

environmental protection, from the Federal Government towards the State and Local Governments, which has been accelerated recently by the Reagan administration, is the primary reason for the change. This stimulus will be countered by an historic deep-seated preference for local control and against any additional area-wide public agencies. The Reagan administration is expected to continue efforts for users to pay for Government services. The decade ahead can be expected to hold many challenges and opportunities for water service policy-makers in Wisconsin and elsewhere in the United States. Time will tell whether the economic incentives will grow sufficiently to overcome the political preference for separate local water supply and waste water services.

**Mr Thackray is Assistant Director of Finance (Economic Strategy and Charging) with the Severn-*

Trent Regional Water Authority in England, and Mr Day is a Professor of Environmental Science at the University of Wisconsin-Green Bay in USA.

References

1. Anonymous, "Green Bay Metropolitan Sewerage District" — 48th Annual Report, 1978-1980, September 1980.
2. Morrison, Allen, "Municipal Sewage: Three Communities Try to Cope", Civil Engineering, September 1980, p. 90-94.
3. Thackray, Cocker and Archibald, "The Malvern and Mansfield Studies of Domestic Water Usage". Proc. Inst. Civ. Eng. Pt. 1, 1978, Vol. 64, Feb., p. 37-61.
4. Thackray and Archibald, "The Severn-Trent Studies of Industrial Water Use", Proc. Inst. Civ. Eng. Part 1, 1981, Vol. 70, August, p. 403-432.

H. J. Day,* MASCE et J. E. Thackray,* MSc., C.Eng.

"ANALYSE COMPARATIVE D'EXPERIENCES EN GRANDE-BRETAGNE ET EN AMERIQUE DU NORD"

** M. Day est Professeur de Science Environnementale à l'Université de Wisconsin-Green Bay aux Etats-Unis; M. Thackray est Directeur adjoint des Finances (Stratégie Economique et Prix) de la Severn-Thames Regional Water Authority en Angleterre.*

Introduction

1. Il existe à la fois des similitudes et d'étonnantes différences dans la gestion des services des eaux des Iles Britanniques et de l'Amérique du Nord. Il nous a paru utile d'en faire une étude afin de souligner certains des avantages et des inconvénients pouvant découler de l'utilisation de gestions unies ou séparées des services des eaux.

2. En Amérique du Nord, chacun des Etats dispose d'une autonomie considérable dans tous les domaines qui concernent l'eau. Ceci ne surprend guère le visiteur, étant donné les énormes différences physiques d'une région à une autre et les importantes variations climatiques. En outre des traditions soigneusement entretenues en faveur de l'indépendance locale et individuelle renforcent les effets de la géographie. Néanmoins dans les deux pays, le gouvernement fédéral exerce son influence, et un contrôle centralisé important. Un étranger, pourtant, peut être surpris en voyant le degré apparent de similitude dans la philosophie et la gestion qui servent de base aux politiques suivies, voire même dans la pratique opérationnelle, s'il fait une comparaison avec la variété qui existe au sein d'une semblable étendue géographique en Europe.

3. Prises ensemble, les Iles Britanniques sont comparées à l'Amérique du Nord: assez fortement peuplées; compte tenu de leur étendue plutôt restreinte, on pourrait s'attendre à trouver des méthodes très semblables d'aborder la question. Ceci n'est pas le cas. En République d'Irlande, les services des eaux sont gérés localement, avec séparation des services, mais la plus importante partie de leur financement provient directement du ministère des finances, et les frais affectés aux clients sont rares. A l'intérieur du Royaume-Uni (Irlande du Nord, Ecosse, Pays de Galles et Angleterre) ces régimes séparés et différents existent. En Irlande du Nord, l'eau potable et

les eaux usées sont administrées directement par le gouvernement central dans le cadre de toute une gamme de services sous la coupe du Ministère de l'Environnement; les frais autres que ceux couverts par le Ministère sont surtout récupérés au moyen d'une taxe ou d'un impôt foncier local; les plus importantes industries effectuant des paiements déterminés. En Ecosse, les systèmes d'eau potable et d'eaux usées sont contrôlés et gérés comme deux des fonctions des conseils régionaux élus; en tenant compte des subventions gouvernementales, les frais sont couverts au moyen d'une taxe locale avec des charges déterminées pour l'industrie. En Angleterre, la situation est très différente; l'explication en sera donnée plus loin.

4. Etant donné la complexité du sujet traité, il est impossible de couvrir toute la gamme de différences, avantages et inconvénients de chaque système dans un seul rapport. Cependant, afin d'illustrer certains des aspects les plus importants, ce rapport offre une analyse générale comparative des services d'eaux fonctionnant dans une partie de chaque nation, Angleterre et Pays de Galles; et dans le Wisconsin. Nous avons essayé d'aller plus loin en nous centrant sur la comparaison entre deux bassins: le bassin hydrographique de Severn and Trent, en Angleterre, d'une superficie de 21.500 km², et le bassin hydrographique Fox-Wolf dans le Wisconsin, dont la superficie est de 17.000 km².

Les autorités régionales de l'eau en Angleterre et au Pays de Galles; les bassins hydrographiques dans le Wisconsin

5. Une nouvelle organisation par région, unique et audacieuse, fut introduite en Angleterre et au Pays de Galles en 1974. Il en a résulté d'importants avantages, en matière de réduction des coûts et de réalisations techniques. Il est maintenant possible de passer en revue certains des changements au terme de huit ans de fonctionnement.

6. Avant avril 1974, 1341 services de distribution d'eau, d'assainissement, d'élimination des eaux usées, de drainage et de bassins hydrographiques fonctionnaient en Angleterre et au Pays de Galles. En

1974, ceux-ci furent remplacés par autorités régionales de l'eau dix autorités régionales de l'eau, intégrées verticalement et pluri disciplinaires, leurs frontières coïncidant avec celles des plus importants bassins hydrographiques. Ce sont des organismes autonomes, responsables de leurs revenus grâce à leurs clients; ils ne reçoivent en général aucune subvention de l'Etat. La planification, la construction et le fonctionnement de toutes les installations nécessaires à la collecte des ressources d'eau, à la distribution, à l'assainissement et à l'élimination des eaux usées, de même que les travaux d'entretien et d'amélioration de la qualité des eaux de rivières, le contrôle des inondations et les aménagements et loisirs liés à l'eau sont sous leur responsabilité. Un nombre restreint d'entreprises privées, servent également comme agents publics des services des eaux pour la distribution dans de petites localités de leur région respective. Les Figs. 1 et 2 (Page 6), et le Tableau 1 offrent des informations sur les bassins hydrographiques en Angleterre et au Wisconsin. Les données sur le Wisconsin proviennent de dossiers non-publiés du Wisconsin Department of Natural Resources.

7. Le Tableau 1 (Page 6) montre que les densités de population varient beaucoup plus en Angleterre qu'au Wisconsin. Toutefois, au Royaume-Uni ces densités sont presque toujours plus élevées que pour des régions de dimension comparable aux Etats-Unis. En moyenne, elles sont dix fois plus élevées que dans le Wisconsin. La zone en aval du bassin hydrographique Fox-Wolf, urbaine et industrialisée, avec une densité de population de 235 hab. par km², et le bassin hydrographique du Milwaukee, également urbanisé, sont les seules parties du Wisconsin ayant des densités comparables à l'ensemble de l'Angleterre et du Pays de Galles.

Ressources des distributions d'eau et taux d'utilisation

8. Le client anglais moyen utilise environ 120 litres d'eau distribuée par conduite par personne et par jour^{*3}, beaucoup moins d'eau que son homologue aux Etats-Unis, qui parfois en utilise quatre ou cinq fois plus. C'est ainsi que la chasse d'eau normale en Angleterre est maintenant de 9 litres, mais toutes les nouvelles installations reçoivent un double système avec des possibilités de volumes de chasse de 4 litres seulement. Ceci pourrait entraîner une économie de 10% sur l'utilisation pour le même service au cours de la prochaine décennie et au-delà.

9. Des données comparatives sur l'utilisation de l'eau dans toute la région du Wisconsin ne sont pas actuellement disponibles. La vallée inférieure de la rivière Fox-Wolf est une région urbanisée où la consommation est d'environ 360 litres par personne et par jour. Le taux de rejet d'eaux usées pris en compte dans les études de planification, dans une région métropolitaine de la vallée, est de 640 litres par personne et par jour. Ce taux comprend la part des secteurs commerciaux, de l'administration et parfois industriels, ajoutés au résidentiel.

La qualité des rivières et la diminution de la pollution

10. Le Royaume-Uni fut la première région du monde à être hautement industrialisée et développée. Il en résulta une pollution élevée en de nombreux endroits voici déjà un siècle. Le pays connut alors une dégradation de l'environnement reproduite dans plusieurs parties du monde, lorsque priorité est donnée au volume de production plutôt qu'à la qualité de la vie. Ayant été la première région du monde à subir les

conséquences de la pollution de l'environnement, elle est également la première à avoir fait des progrès considérables pour les réduire. Ceci n'est nulle part aussi vrai pour la diminution de la pollution des fumées et les améliorations de la qualité de l'eau des rivières. Les progrès réalisés en 22 ans de 1958 à 1980 sont résumés au Tableau 2 (Page 7).

11. On peut juger des progrès réalisés pour la diminution de la pollution des rivières au Royaume-Uni, en termes généraux, en consultant les informations données à la Fig. 3 (Page 7). Compte tenu des différentes situations géographiques, les positions en Europe et aux Etats-Unis sont comparables dans leur ensemble, mais les variations à l'intérieur de l'Europe sont aussi marquées que celles entre les différentes régions de l'Amérique du Nord.

12. L'état de la rivière Fox-Wolf s'est améliorée de façon remarquable, après avoir été extrêmement polluée voici dix ans. Environ 90% des déchets organiques municipaux et industriels, déchargés dans la partie inférieure de la rivière en 1970, ont aujourd'hui été enlevés. Aujourd'hui les valeurs typiques sont de 40 000 à 60 000 livres (18 000 à 27 000 kgs) de demande d'oxygène biochimique (BOD) par jour. L'augmentation du nombre et de la diversité des poissons pris dans la rivière et dans la baie, en aval, ont récemment confirmé cette amélioration. Les microcontaminants, les PCB surtout, qui se trouvent dans l'écosystème aquatique freinent une amélioration plus rapide de l'utilisation publique du système rivière/baie. Des agents de la santé publique ont publiés des avis pour que personne ne mange plus d'un poisson par semaine pris dans cette région. Il n'a pas encore été possible de reprendre les baignades sur les plages publiques, en attendant d'atteindre des taux de coliformes acceptables (les coliformes étant surtout dûs à une mauvaise gestion des cours de fermes et des pâturages en amont) et des taux élevés de clarté de l'eau. La turbidité est liée aux procédés de protection du sol en amont et aux sédiments de fond de la baie, peu profonde, ceux-ci étant souvent mélangés avec l'eau par des vagues créées par le vent.

Investissements

13. Le montant des investissements de l'Autorité de l'Eau du Severn-Trent est de 106 millions de livres par an. Ceci représente environ un sixième des investissements pour l'ensemble de l'Angleterre et du Pays de Galles. Le taux d'investissement a beaucoup varié, autant sur le plan régional que sur le plan national, au cours des décennies (voir Fig. 4 Page 8).

14. La pointe marquée par l'investissement pendant la période 1965 à 1974 était due à un ensemble de plusieurs facteurs. Trois d'entre eux, surtout, méritent d'être notés:

- (a) La prévision des années 60 annonçant un accroissement assez rapide de la population et de la distribution d'eau;
- (b) Une accélération du rythme d'amélioration de l'environnement, les travaux les plus faciles et ayant les meilleurs rapports coût-efficacité étant naturellement les premiers à être entrepris au début de cette période;
- (c) Un climat économique relativement exempt de contraintes.

15. Depuis 1974, à la suite de la formation des services régionaux devenus totalement responsables des services des eaux intégrées, deux facteurs importants ont rendu possible une réduction assez massive des capitaux investis, sans influence néfaste sur la qualité du service. Le premier fut une façon tout à fait nouvelle de prévoir la demande, en se fondant sur une étude du

marché de l'utilisation de l'eau*³⁴. Il a ainsi été possible de prévoir des réductions importantes et sélectives concernant distribution et élimination; la capacité prévue non-utilisée étant alors disponible pour un usage futur. Le deuxième facteur provient directement des ingénieurs d'études du Service. Maintenant libérés du contrôle politique local et travaillant à l'intérieur de frontières hydrauliquement logiques, ils ont pu relier des travaux entre eux et présenter des projets inter-régionaux ayant un prix de revient global nettement réduit. De ce fait, les investissements pour la prochaine décennie sont prévus à un niveau réduit, représentant environ 50% de la crête de 1973, consacrés beaucoup plus à la remise en état des conduites et des égouts les plus anciens.

16. Les investissements, pour le bassin hydrographique Fox-Wolf, concernant, eaux potable et usées, ont été presque entièrement affectés au traitement des eaux usées. Plus de \$200 millions ont été investis pendant la dernière décennie. Le plus grand projet indépendant a été la nouvelle installation de traitement des eaux usées domestiques et industrielles, à Green Bay. Ayant coûté \$75 millions lors de sa construction pendant la période 1971-1975, elle traite les eaux usées provenant de sept villes de la région et de deux des usines de pâte à papier qui y sont situées. Le montant des capitaux investis pour de telles installations de traitement, appartenant à l'Etat, fut subventionné à la fois par le gouvernement fédéral (55%) et par l'Etat lui-même (25%). Tous les frais de fonctionnement et d'entretien sont payés localement par les utilisateurs.

17. Les investissements, ailleurs que dans le Wisconsin, ont récemment été et continueront à être, dans un proche avenir, concentrés dans la région de Milwaukee. La combinaison d'installations de traitement surchargées, et de zones urbaines desservies par des égouts combinés, a donné lieu à un programme important de construction, qui pourrait durer au moins pendant toute la prochaine décennie, avec une moyenne annuelle d'investissements de \$200 à \$300 millions (Morrison). *².

Dispositions administratives

18. En Angleterre et au Pays de Galles, le système administratif à l'intérieur duquel fonctionne chaque autorité de l'eau représente une manière tout à fait nouvelle d'envisager la responsabilité démocratique. Dans le Severn-Trent, l'organisme de direction comprend 48 Membres élus. Chaque Conseil Départemental dans la région élit un Membre, ou au plus deux, selon des procédés qui assurent que les villes les plus importantes soient représentées. Ceci donne 28 Membres. Quatre Membres sont nommés par le Ministre de l'Agriculture, trois chargés du contrôle des inondations et du drainage des terres, et un représentant les intérêts de la pêche. Les 16 autres Membres, y compris le Président du Service des Eaux, qui est rémunéré à raison de quatre jours par semaine à temps partiel, sont choisis par le Secrétaire d'Etat pour l'Environnement. Il est prévu qu'ils représentent des intérêts variés; ils proviennent de milieux différents, tels que l'industrie, la protection de l'environnement, le développement des loisirs, les syndicats, l'administration.

19. Les Membres de l'Autorité forment une série de comités permanents exécutifs comme le montre la Fig. 5 (Page 9). Les réunions sont généralement trimestrielles et toutes les recommandations concernant la politique sont alors rapportées au cours d'une réunion de l'Autorité au complet, qui prend alors les décisions. Les réunions des Comités Permanents, sauf la Commission de Conseil sur la Qualité de l'Eau, et toutes les réunions de l'Autorité sont ouvertes au public et à la

presse, lesquels reçoivent des exemplaires des rapports techniques, financiers et administratifs une semaine à l'avance environ, en même temps que les Membres. C'est ainsi que, bien que le public ne soit généralement présent qu'en petit nombre, le contingent de la presse et la couverture reçue sont, en général, importants. Certaines des déclarations controversées des Membres fournissent sans doute matière à reportage.

20. Bien que les réunions de la Commission sur la Qualité de l'Eau soient privées, ses rapports, sérieux et riches en détails scientifiques, sont rendus publics aux réunions du Service. Les résultats de ses recherches peuvent être et sont parfois critiques en ce qui concerne la performance actuelle du Service pour maintenir la qualité de l'eau distribuée et les normes des eaux usées, qui sont étroitement surveillées. La Commission soumet également des rapports sur les décharges privées d'eaux usées par l'agriculture et l'industrie, qui reçoivent les autorisations de l'Autorité.

21. L'administration des systèmes d'eaux municipaux dans le bassin hydrographique Fox-Wolf du Wisconsin est un exemple probablement caractéristique de nombreuses régions des Etats-Unis. Elle est fort complexe et diffuse; toutes les parties gouvernementales y sont impliquées ainsi que des sociétés privées, leur rôle étant très réduit. La loi de l'Etat du Wisconsin offre trois manières d'organiser l'administration des installations de traitement des eaux usées. L'installation peut appartenir à une collectivité unique qui la gère, tout en offrant plusieurs autres services publics (police, eau, incendie, déchets solides, entretien des routes et écoles, par exemple). L'installation peut également appartenir à deux ou plusieurs de ces collectivités. La troisième possibilité est qu'elle appartienne et soit gérée par une municipalité à but unique, le district métropolitain des eaux usées. Les municipalités multi-fonctions ou à fonction unique ont toutes le droit de lever des taxes et sont toutes contrôlées par des citoyens de la localité. Un maire et un conseil de la ville, élus par la population locale, gouvernent les différents secteurs de la collectivité. Le maire est normalement élu pour quatre ans et les membres du conseil pour deux ans. Par contre, le district métropolitain des eaux usées est administré par une commission de cinq personnes exerçant leurs fonctions pendant cinq ans, mais décalés les uns par rapport aux autres. Les membres de la commission sont nommés, par l'administration locale du chef lieu du comté. Il existe des exemples de ces trois types d'administration dans la vallée fluviale Fox-Wolf. Celui choisi est normalement adapté aux circonstances locales. Dans le bassin hydrographique Fox-Wolf, on trouve soixante installations de traitement publiques; le chiffre total pour l'Etat du Wisconsin est de 600 environ. Chaque installation est administrée localement en accord avec des lois et des programmes établis à l'échelon local, de l'état et à l'échelon fédéral. Les agences d'Etat et les agences fédérales ont des fonctions importantes d'application et de perspective générale.

22. Ces mêmes unités administratives locales fournissent la majeure partie des autres services urbains en rapport avec l'eau; mais l'Etat et l'administration fédérale y contribuent également, de même que le secteur privé. L'administration fédérale est généralement responsable de la protection contre les inondations, mais les loisirs, liés à l'eau et les aménagements correspondant, sont du domaine de tous les niveaux administratifs et de sociétés privées.

Revenus

23. Il a déjà été indiqué que l'Autorité de l'Eau de Severn-Trent doit être autonome financièrement,

exception faite de certaines subventions limitées, destinées à atténuer l'effet des inondations et provenant du Ministère de l'Agriculture, de la Pêche et de l'Alimentation. La situation est très différente de la précédente, lorsque l'administration centrale finançait jusqu'aux deux-tiers le coût de l'assainissement et de l'élimination des eaux usées en particulier, et où parfois de petites subventions provenant des taxes locales étaient faites pour couvrir d'autres aspects du service. L'Autorité a trouvé que la facturation directe aux propriétaires de maisons était efficace du point de vue coût. Auparavant, les factures pour l'eau aux propriétaires de maisons se perdaient souvent au milieu de la demande totale des contributions foncières et des impôts; aujourd'hui, cependant, il est facile de les identifier. Les résultats combinés du retrait soudain du soutien de l'État en 1974, uni aux ravages de l'inflation se tenant entre 10% et 20% par an pour cette période, avec en plus, parfois, une augmentation locale due à l'élimination progressive de subventions internes, ont donné lieu à des critiques de la presse et des clients, ce qui se comprend bien.

24. Comme prévu, il en résulta de fortes pressions en faveur de changements dans la politique de tarification. L'industrie, l'agriculture et la plupart des commerces disposent de compteurs; mais la majeure partie du revenu provenant des domiciles est dû à une charge, connue sous le nom de 'rate', liée à la valeur de la propriété telle qu'elle est estimée à des fins de taxation locale (valeur locative). A la suite de consultations auprès des clients et d'une étude de marché réalisées à grande échelle dans le Severn-Trent, il a été établi que la plupart des clients actifs préféreraient disposer d'un système de distribution et de vente sur compteur. Ainsi le Service a-t-il décidé d'offrir un choix à partir du mois d'avril 1981 les clients payant eux-mêmes les frais d'installation d'un compteur, se voyant, alors facturer l'utilisation de l'eau et la décharge des eaux usées en fonction du volume réel consommé. Il est prévu que 10% environ des clients vont opter pour cette solution dans les cinq à dix années à venir. Ces clients devront encore payer pour la collecte des eaux de pluie, le contrôle des inondations ainsi que la surveillance et l'amélioration de l'environnement au moyen de taxes sur la valeur locative de leur propriété.

25. Malgré le contrôle séparé et l'utilisation de services de distribution et des eaux usées, l'expérience au Wisconsin pour obtenir un revenu est semblable sous certains rapports mais différente sous d'autres. La facture pour l'eau comprend les frais pour l'évacuation des eaux usées et la fourniture d'eau potable; depuis quelques années une telle facture est envoyée à tous les usagers dans beaucoup de régions métropolitaines. Cette façon d'agir constitue un premier pas vers une unification du système. Une facture unique provient dans beaucoup de collectivités d'un changement dans la politique de tarification des services des eaux. Le coût de traitement des eaux usées est compris depuis plusieurs décennies comme une taxe sur les biens immobiliers, comme pour d'autres services publics tels que les écoles, la police et les pompiers. Cette façon de procéder fut modifiée par une Loi Fédérale, Loi Publique 92-500, votée en 1972. La Loi exigeait que des principes d'équité soient appliqués au revenu provenant du traitement des eaux dans les communautés où de l'argent fédérale était utilisée pour la construction de nouvelles installations de Traitement des Eaux Usées. L'eau potable mesurée au compteur a servi de base pour la facturation des particuliers, des commerces et souvent des industries après l'entrée en vigueur de la Loi. Les industries consommatrices d'eau — installations pour la préparation des viandes, fabriques de papier et de pâte à papier — ont reçu leurs factures séparément, sur la base du volume et de la concentration des eaux

usées. Les prix séparés pour le traitement des eaux usées indiqués sur la facture de l'eau, envoyée normalement chaque trimestre, font apparaître le coût de traitement et le rapport entre eau potable et eaux usées. Ceci conduit à un effort important pour économiser l'eau, suivi d'une réduction du volume et de la concentration totale des eaux usées reprises et traitées. Une réduction de 12% dans la consommation d'eau potable (sur une moyenne de 337 500-301 500 litres par an pour un client résidentiel) et des eaux usées fut réalisée en 1978 à Green Bay dans le Wisconsin, par rapport à la consommation de 1977. Le changement dans la facturation a commencé au début de 1978. Cette réduction dans la consommation s'est poursuivie jusqu'aujourd'hui.

26. Le coût du traitement des eaux de pluie et des infiltrations souterraines sont généralement facturés par un district métropolitain pour chaque municipalité desservie, suivant le débit enregistré au compteur. La municipalité elle-même répartit généralement ces frais de façon égale parmi tous ses clients individuels. La quantité d'eau pure des eaux de pluie et des eaux souterraines a été mise en évidence par ce changement dans la méthode de facturation. Les efforts pour réduire les apports d'eau pure aux eaux usées et pour utiliser les programmes de préservation en vue de produire moins d'eaux usées que précédemment ont abouti à une capacité excédentaire de traitement qu'on n'aurait pu prévoir il y a quelques années dans certaines collectivités du Wisconsin et d'ailleurs aux Etats-Unis. Ce modeste succès pour réduire la quantité des eaux usées par personne en plus de la facture unique eau potable et eaux usées, est encourageante vis à vis d'autres efforts pour intégrer les systèmes de distribution d'eau et des eaux usées. Les autres coûts pour le contrôle, l'entretien normal et les réparations ainsi que les frais administratifs, sont généralement répartis uniformément parmi tous les clients. Les frais pour le contrôle des inondations ne sont pas incorporés actuellement dans les frais locaux pour l'eau de la plupart des collectivités du Wisconsin. Ce sont les fonds fédéraux qui financent la gestion des activités relatives aux inondations mais les efforts se poursuivent pour transférer ces dépenses aux résidents /propriétaires des terrains.

Financement des investissements et du fonctionnement

27. Comme il a déjà été dit le volume des travaux commandés chaque année par le Service Severn-Trent a été considérablement réduit. Cependant le prix coûtant de ces travaux a augmenté au cours de ces six dernières années. De plus, la pression gouvernementale et les désirs des membres de l'Autorité ont abouti à réduire le financement par emprunts des travaux, à augmenter les revenus internes par des taux d'amortissement plus élevés, conduisant à la décision d'introduire une comptabilité analytique à partir du mois d'avril 1981. Ces effets sont indiqués schématiquement au Tableau 3 (Page 10). Conséquence de ces changements, les besoins en recettes du Service, donc les prix, sont de 9% environ plus élevés qu'ils ne l'auraient été autrement.

28. Comme indiqué au Tableau 3, un peu moins de la moitié des dépenses annuelles provient du coût des investissements. Des autres dépenses, la main d'oeuvre représente à peu près la moitié et les divers frais de fonctionnement, impôts locaux (5%) et produits chimiques (1%), forment le reste. Le prix de l'énergie ne représente que 6% environ des dépenses totales de sorte que les prix de l'eau en Angleterre ne seront pas beaucoup affectés par les changements du prix de l'énergie au cours de la décennie qui vient.

29. Les sources de financement des investissements au Wisconsin sont probablement typiques des Etats-Unis. La distribution de l'eau est normalement financée par des émissions d'obligations municipales exonérées d'impôts vendues par les banques et autres agents financiers. La période normale de remboursement de ces obligations est de trente ans. Les systèmes d'eaux usées ont généralement été financés, tout au moins depuis une dizaine d'années, par une combinaison de bons d'Etat (55% fédéral et 25% Etat normalement) et d'obligations municipales locales. Des obligations locales à court terme (cinq ans) sont courantes pour financer les paiements des constructions pendant que des demandes pour des fonds gouvernementaux sont en instance d'approbation.

30. Le Tableau 4 donne des exemples de sources de dépenses et de revenu pour un traitement des eaux usées au Wisconsin (anonyme)*1. Comme on pouvait s'y attendre, un pourcentage plus faible des frais de fonctionnement sert pour le service des dettes. Le service pris comme exemple, le Green Bay Metropolitan Sewerage District, qui se trouve dans le bassin Fox-Wolf, ne fournit que des services pour le traitement des eaux usées; donc une comparaison détaillée avec la Severn-Trent Water Authority n'est sans doute pas très utile. Les frais liés à l'énergie sont proportionnellement beaucoup plus élevés à Green Bay alors que les dépenses de personnel sont comparables. Le prix de l'énergie continuera sans doute à être suivi, de près dans la décennie qui vient.

Méthodes de planification et de contrôle de l'environnement

31. L'existence de normes pour la Qualité de l'Eau de Rivière constitue un élément très important dans ce domaine. En 1974 il y eut des changements importants des dispositions administratives et techniques en Angleterre et au Pays de Galles, afin d'intégrer les fonctions liées aux rivières—les agences contrôlant la pollution—avec la distribution de l'eau et l'évacuation des eaux usées. Selon l'auteur (J. E. Thackray), ceci n'est possible que dans un pays hautement développé et politiquement stable. En Angleterre et au Pays de Galles, cependant, ce fut un succès remarquable.

32. La fusion des responsabilités et du pouvoir en un seul établissement public a été la clef du succès. L'Autorité régionale établit les normes sous forme d'"Agréments d'Evacuation" légalement obligatoires. Elle établit également les Objectifs pour la Qualité des Rivières formant la base de ces agréments, fait paraître ses propres plans et, séparément, ses programmes et méthodes pour améliorer la qualité des rivières. Le personnel de l'Autorité examine ces plans tous les ans en les soumettant au plan national pour être commentés et approuvés. Ainsi l'administration peut vérifier que les plans coïncident bien avec le programme national. L'Administration centrale reçoit aussi et peut réviser chaque Approbation proposée pour les usines des eaux usées ou autres de l'Autorité. Une industrie ou un individu qui estime, que l'Autorité n'aurait pas dû donner son agrément peut faire appel au Secrétaire d'Etat pour qu'il soit modifiée ou révoquée.

33. En pratique il est rare d'avoir recours à une telle procédure, en partie parce que les autorités, d'après leur organisation même, maintiennent administrativement séparées les affaires sur le contrôle de la qualité de la rivière et le fonctionnement quotidien. Cela devient une fonction spécialisée du siège, rendant compte au Service responsable et les membres au plus haut niveau. Ceci est particulièrement nécessaire lorsque le Service entame une action juridique pour violation grossière des conditions de l'agrément. Grâce à cette nouvelle méthode, ceux chargés de la fonction

contrôle de la qualité peuvent avoir des discussions techniques franches avec le personnel en charge du fonctionnement. Ils peuvent ainsi travailler sur une base professionnelle tout en gardant leur indépendance pour leur rapport aux cadres, aux membres et si nécessaire au gouvernement et au public sur ce qui peut et sur ce qui ne peut pas être fait pour un certain prix dans un contexte technique déterminé.

34. Le contraste entre la pratique de la planification et du contrôle aux Etats-Unis et en Angleterre est frappant. Les habitants du Wisconsin—et d'ailleurs aux Etats-Unis—n'envisageraient pas une législation permettant au même organisme public responsable de la réglementation en matière d'eau potable et d'eaux usées, de détenir et de diriger les usines d'eau et des eaux usées dans l'Etat ou dans un bassin du fleuve. Certaines fonctions de la planification ont été régionalisées selon les limites des bassins hydrographiques concernant la qualité de l'eau (cf. Section 208 de la Loi Publique 92-500) et des agences régionales de planification fournissant des conseils techniques aux administrations locales fonctionnant avec plus ou moins de succès. La plupart des habitants comptent beaucoup sur le contrôle local des services publics en association avec les règlements sur l'utilisation des terres et autres éléments de qualité de vie de la collectivité et comptent maintenir cette situation même si des impôts plus faibles étaient envisagés. Un contrôle administratif centralisé accru pourrait devenir plus acceptable politiquement dans la prochaine décennie lorsque le problème des microcontaminants dans l'eau de surface et souterraine seront plus largement documentés et mieux compris. Au Wisconsin une densité relativement faible de population, une qualité élevée de l'environnement et un haut standard de vie empêcheront probablement tout mouvement vers une fonction gouvernementale centralisée pendant plusieurs années encore.

Conclusions

35. Ce rapport a cherché à démontrer certaines des similitudes et beaucoup des différences dans la gestion des systèmes d'eau en Angleterre et au Wisconsin. Certaines différences sont liées aux caractéristiques physiques, socio-démographiques et politiques respectives des deux régions. D'autres proviennent des nouvelles méthodes de gestion de l'eau mises en oeuvre en Angleterre et au Pays de Galles, et de son application particulière par le Service Régional des Eaux Severn-Trent. Il faudra encore dix ans au moins pour mieux comprendre la signification de la gestion intégrée et du prix réel de l'eau demandé au Royaume-Uni, qui fournit un service efficace à une région, et de façon acceptable politiquement et par le public.

36. Ce qui attire surtout le gouvernement central, devant faire face à de fortes exigences financières, c'est la possibilité de pouvoir allouer différemment les ressources consenties à des organisations locales, surtout en ce qui concerne les eaux usées. Il lui sera utile d'être en mesure de répartir en même temps les coûts et les charges pour la distribution et l'évacuation des eaux usées entre quelques organismes indépendants tout en gardant le contrôle général de l'ensemble, quant aux résultats.

37. L'inconvénient le plus important est l'augmentation du coût du service des eaux aux clients, surtout aux industries, à un moment où il y a peu de chance de voir une réduction correspondante des impôts directs et locaux.

38. Il n'y a pas actuellement au Wisconsin d'agence ayant une responsabilité à la fois pour la distribution de l'eau et pour l'évacuation des eaux usées. Une telle

organisation sera cependant, envisagée plus en détail dans un proche avenir, pour des raisons essentiellement économiques mais aussi politiques. Le déplacement des responsabilités de financement des activités du secteur public, services et protection de l'environnement inclus, du Gouvernement Fédéral vers les gouvernements d'Etat et locaux—accélééré récemment sous l'administration Reagan—est la raison fondamentale de ce changement. Cette impulsion va être freinée par la préférence historique profondément enracinée pour un contrôle local et le rejet d'agences publiques

supplémentaires à vaste zone d'influence. L'administration Reagan poursuivra vraisemblablement ses efforts pour que les usagers paient pour les services gouvernementaux. La prochaine décennie comportera de nombreux défis, pour les responsables de la politique des services des eaux au Wisconsin et ailleurs aux Etats-Unis. On verra par la suite si les incitations économiques se développeront suffisamment pour surmonter les préférences politiques d'avoir des services de distribution d'eau et d'évacuation des eaux usées séparés.

Jean-François Bost, Société Lyonnaise des Eaux et de l'Eclairage, Pierre Delage, Compagnie Générale des Eaux, Jean-Philippe Mathieu, Société des Eaux de Marseille, France.

1. THE MANAGEMENT OF SANITATION SERVICES IN FRANCE

It is frequent to find in France today that the same body—whether public or private—provides the services of both water distribution and sanitation for a local authority. Thus those private companies which distribute water to a little over half of France are also in charge of sanitation in around half of the towns which had previously entrusted them with their water service. But it must be noted that this practice is relatively recent and has developed since the end of the nineteen sixties, following the Act of 1964 which inaugurated a new water policy. Here, briefly, are the main points of that policy and their consequences:

1.1. Coordinated and interdependent water management for major hydrographic basins with the installation of Agences Financières de Bassin (Financial Agencies) who levy a charge on water users and polluters which goes towards aiding the financing and operation of depollution or water resource management (major dams).

This policy raised large sums of money which, in ten years, have financed the quadrupling of the capacity of local sewage plants and which should allow the construction, by 1990, of as many sewage plants as were built over the last decade. In 1980, there were about 8,000 local authority sewage plants, treating the pollution of around 45 million inhabitant-equivalents.

The effort must now be applied to the construction or restoring of waste-water collection networks, and to the connecting of consumers to these networks. It has been noticed that sewage plants were often underloaded with pollution and also that they received too much parasitic water from aquifers or from rain drained off by badly designed or constructed networks.

1.2. The necessity for local authorities responsible for the public sanitation service to run it as an industrial or commercial department, which has long been the case for water services.

Such an obligation means that the investment and running costs of sanitation must be covered (apart from grants by the State and other public organisations) not by taxation but by a specific charge levied on users of the service and based on their water consumption.

To carry out these new responsibilities and, in particular, the operation of a sewage plant within the new administrative and budgetary framework, local authorities resorted, naturally enough, to the water service operator because of the link between the problems to be solved and the method of financing for sanitation which was to be based on the users' water

consumption. In the same way as a water service, a sanitation service can be run directly by local authority employees or its management entrusted to a private company.

In several years, therefore, French water suppliers had to adapt to a new trade and acquire new skills, as can be seen from the comparative progress between water supply activity and sanitation management at the Lyonnaise des Eaux over the last fifteen years. (cf. Fig. 1. Page 20.)

2. DEVELOPMENT OF THE ORGANISATION OF A COMBINED WATER—SANITATION SERVICE: SOCIETE DES EAUX DE MARSEILLE 1970/1980

By looking at the experience of a French regional company—the Société des Eaux de Marseille—we shall examine the contribution sanitation has made to the organisation of a combined service and above all how this organisation has developed over the years leading to the integration desired by both services.

2.1 Comparative development of the water and sanitation departments over 10 years

Table 1 (Page 21) summarises the comparative development of the Water service and the Sanitation service since 1970 at the Société des Eaux de Marseille. It will be noticed that in 1970, 21 contracts out of 35 (60%) were contracts for both services whereas in 1980, this figure becomes 45 contracts out of 56, in other words 80% joint contracts.

During the same period 1970/1980 the number of users who were under a joint management compared to the number of those using a single water service increased from 17,135 out of 33,900 (50%) to 43,671 out of 62,261 (70%).

Operating revenue, deriving from the sanitation service in those contracts where the Water and Sanitation management is combined represented 27% of the operating revenue of the Water service in 1970 and reached 34% in 1980.

The number of sewage plants quadrupled, going from 11 in 1970 to 45 in 1980 and the length of the sewer network grew during the same period from 251 km to 828 km—an increase of 3.3 times the size.

The relative work-load of the management of the Sanitation service is thus increasing all the time and the corresponding organisation of the service must be able to adapt itself to this growth.

2.2. Development of the administrative organisation

This organisation has to set up at the very beginning of the Sanitation service and it cannot be modulated. What actually must be done is to adapt the structures applicable to the water service in accordance with the laws, regulations or particular rules in force for Sanitation.

The information contained in computer files was therefore completed and invoicing programmes were modified but this was done simply without giving food for thought about the various possible orientations. We shall not therefore dwell any longer on this aspect of the integration of the utilities.

2.2. Development of technical organisation

2.3.1 First phase

From 1965 to 1970, in the absence of precise development plans, the fledgling Sanitation service superimposed itself on the Water service. No integrated structure was put into place. It was in this way that a sewer-cleaning team was set up, acting at the request of local officials and that the management of sewage plants was entrusted to specially trained operatives whose sole mission this was.

2.3.2 Second phase

From 1970 on, the faults of the preceding system began appearing once the number of contracts grew. Indeed, in one city, the operation of water supply and sanitation was carried out by several operatives, none of whom had a complete knowledge of the installations. This necessitated permanent coordination between services.

For this reason, a training scheme for all operatives working in water services was undertaken to enable them to acquire the knowledge indispensable in different domains: chemistry in order to carry out different measures; biology to appreciate various elements such as the quality of sludge, effluent and raw water; electromechanics (special material technology); regulations etc.

Then, a regional organisation by geographical sector groupings allowed each operative to be given responsibility for the whole water and sanitation problems. Naturally, sewer-cleaning resources remained centralised.

2.3.3 Current phase

Since 1976, things have become more stable and several medium-sized plants (30,000 to 80,000 inhabitant-equivalents) have necessitated a special management structure. Furthermore, the increasing difficulties encountered in plant operation have led to a review of decentralisation of certain tasks and the creation of a specialised cell which aids major units or acts as an adviser to decentralised operatives.

On the other hand, for cleaning operations it seemed interesting to develop the use of small hydraulic cleaning appliances which can be towed behind a light vehicle. The aim of this was to free centralised resources from non-programmable tasks and keep them for systematic operations.

This type of management necessitates a reinforcement of general resources, of the laboratory and brings special technical resources into play.

3. AN EXAMPLE OF COMBINED MANAGEMENT OF WATER SUPPLY AND SANITATION SERVICES IN THE NORTH OF FRANCE

The organisation adopted by the Compagnie Générale des Eaux for the operation of the water supply and sanitation services with which it has been entrusted in

the north of France illustrates well the interest of combining the management of these departments with a certain integration of resources—staff, equipment and material. This integration does have limits, however, imposed by the specific requirements of each service.

The north of France, which is very industrialised and has a high population density, has made a great effort in the fight against water pollution over the last 15 years notably in the construction of numerous sanitation networks and major waste water treatment facilities. The Compagnie Générale des Eaux already supplied in this area more than 250,000 users with drinking water—which corresponds to a population of around 850,000 inhabitants and requires the supply of more than 40,000,000 m³ of water per year with the supervision and the maintenance of almost 2,000 km of network. It was thus natural that the Company should extend its activities to cover the management of sanitation services. This new activity, which has grown rapidly, now covers the operation of 1,600 km of sewer network, 130 waste and rain water collection plants and 20 sewage plants capable of treating the pollution of an equivalent of 800,000 inhabitants.

3.1. Examination of the different tasks to be carried out in sanitation

3.1.1 Sewage and collection plants

A large group of small plants causes management problems. It may be said that a 'small' plant is one with a capacity lower than 10,000–12,000 inhabitants (though this is not a rigid upper limit), but more especially one whose size does not justify the presence of a full-time operator. The quality of treatment must, however, remain the same as that in a large plant, which implies a daily inspection or an even longer technical visit. Thus the operator must divide up his work among several plants which sometimes means a fair amount of travel and above all a very isolated job carried out far away from a base which has the back-up potential necessary for good operation.

3.1.2 Network, drains and connections

The maintenance of the whole network of connections and drains requires cleaning and clearing resources as well as equipment for examining the inside of pipes. These resources are different from those necessary for the operation of a water network and they must therefore be created. This means that they participate only slightly in the integrated management of both Water and Sanitation services.

3.1.3 General tasks

These tasks, adapted to sanitation, are the same as those necessary for a water service. They include:

- *Study and follow-up of new construction
- *Surveillance of water quality
- *Maintenance of material

For these tasks, staff increase is indispensable but which constitutes the natural extension of the water service.

3.2 Chosen organisation: multi-functional operatives in local agencies

To carry out all these missions, the Company adapted the decentralised organisation existing in its own regional centre to the new constraints brought about by sanitation operations, the mutual use of resources allowing a reduction in expenses especially for premises, vehicles used for transport and staff costs, at the same time improving the quality of the service offered. The installation of local agencies carefully spread over a certain area, specialising in 'drinking water' and 'sanitation' allowed both users and municipal officials or administrations to deal with the

same people for their drinking water supply and used water drainage problems. To achieve this goal, local operatives had to receive a varied training which would allow them to investigate and solve the various problems posed. Such an option is also justified for administrative reasons; these local agencies supervise the consumers (file constitution, collection of money invoiced etc.) for drinking water as well as for sanitation.

The staff of local agencies, if it has received a multi-function training is also able to follow up the conditions of the connection of private installations to public networks and to carry out the corresponding investigations which are more numerous for sanitation than for drinking water. Indeed, connection to waste and rain water networks necessitates level-point measures and inspection of interior installations. Frequent technical checks are necessary to make sure of discharge conditions (and, consequently, liability to sanitation charges) for major water users such as industrialists and farmers, and artisans and tradesmen in particular.

From a technical viewpoint, the surveillance of the operation of networks and certain plants whose equipment is limited to electro-mechanical installations can be carried out by a multi-functional personnel. However, the maintenance of the various equipment and plants clearly shows the existing limitations for an integrated operation of both services.

3.3. Specific resources for the cleaning out and maintenance of networks

The cleaning out of sanitation networks necessitates the use of hydrodynamic cleaners and suction-emptier trucks which, because of their design, can be of no use in the maintenance of drinking water networks. The repair techniques for sanitation collectors are very different from those used for drinking water piping. The pipes are generally deeper and made of a different kind of material. Staff of a different professional ability must be used: sanitation masons and water-network plumbers. Finally it must be noted that new procedures have been developed to improve the watertightness of sanitation networks, such as televised inspection of sewers, and repair techniques using injection of synthetic resins. Occasionally, televised inspection is used in drinking water systems to check the condition of production wells or to look for particular pressure drops in conveyance pipes.

3.4. Surveillance and maintenance of waste water and collection installations

There are major differences in maintenance procedures of electro-mechanical installations between 'drinking water' and 'sanitation' services. Electro-mechanical installations are generally larger and more complex in waste-water treatment plants especially because of the characteristic of the materials used in sludge dehydration technology. These materials are more sought-after and their operating conditions are more difficult than in the 'drinking water' sector. Staff assigned to the maintenance of these installations must therefore receive a special sanitation training.

In certain medium-sized services, the staff which carries out the operation proper of the plants may be multi-functional, but this double function cannot be maintained once the sanitation plants and equipment become larger. The treatment of waste water and sludge calls mainly for biological processes which are more dependent on surrounding conditions which are more difficult to control and require neither the same staff qualifications nor the same approach as the treatment of drinking water, which used mainly chemical processes. It should, however, be pointed out

that in the future, a certain development and interpenetration of techniques will take place, as has been the case for example with the biological removal of nitrogen.

3.5. A regional inspection laboratory

Moreover, it should be noted that the follow-up of the proper working of sewage plants necessitates the carrying out of frequent and varied analyses both for water quality and sludge composition, especially for the presence of heavy metals. These complex analyses led to the creation, at Regional Centre level, of a specialised laboratory equipped with the necessary material.

This local laboratory was naturally called upon to become interested in the quality of drinking water as a result, whereas its establishment had never been justified for the water supply sector alone. This is a positive consequence for the water supply network user of this joint management of the two services (see Fig. 2) (Page 23).

4. VOCATIONAL TRAINING IN SANITATION TECHNIQUES

To tackle such a development of this new activity, distribution companies had to be responsible for the training of their existing or newly-recruited staff, assigned full or part time to sanitation. In fact, even ten years ago, teaching establishments to train people for these jobs, and in the fight against water pollution did not exist. Today, the situation has changed greatly and numerous schools and universities train or re-orient technicians and engineers in these techniques; the *Foundation de l'Eau* at Limoges and the CEFIGRE on the Côte d'Azur even receive numerous foreign trainees. But as far as the training of the operations staff is concerned, distribution companies have had to take charge of it almost entirely.

At the *Lyonnaise des Eaux*, where about 20% of the operatives are assigned full or part time to sanitation, the time devoted to sanitation technique training is greater than that devoted to water distribution techniques, as can be seen in Table 2 (Page 23):

The training courses are, for the most part, taught by the Company's engineers and technicians. They concern all categories of staff (operations, supervisory and middle management) and are especially oriented around the management of sewage plants and its problems. (Table 3—Page 24)

CONCLUSION

We have presented the evolution undergone in organisation of a water distributor's service with the taking over of the management of the sanitation services, as well as the effort which has been necessary in staff training to cope with this new responsibility. It appears from this analysis that the organisation adopted by French water distributors to manage drinking water supply and sanitation services with which they are entrusted, that it is interesting to practise combined management of the services at a local level, especially for consumer relations, network and small plant surveillance and administrative and accountancy duties. However, this combined management does have limits and it is necessary to install specific equipment and specially qualified staff to carry out the cleaning and repair of sanitation networks, as well as for the operation of sewage plants and the maintenance of related equipment.

The research and development of the water distributors has had to cover the maintenance of

sanitation networks and the purification of residual water, and certain findings of a complementary nature can be expected in research programmes dealing with drinking water, for example in the elimination of nitrogen, biological filtration, sludge treatment and so on.

Finally, the experience gained by water distributors in

the automation and centralised control of water distribution networks should favour their development in sanitation and also guarantee a higher quality and a better productivity of service. Both at management and investment levels, economies of scale are also expected from the installation of joint centralised control or tele-surveillance systems.

Jean-François Bost, Société Lyonnaise des Eaux et de l'Éclairage. Pierre Delage, Compagnie Générale des Eaux. Jean-Philippe Mathieu, Société des Eaux de Marseille, France.

1. LA GESTION DES SERVICES D'ASSAINISSEMENT EN FRANCE

Il est courant aujourd'hui en France que le même organisme, public ou privé, assure à la fois les services publics de distribution de l'eau et d'assainissement d'une collectivité locale. Ainsi les sociétés privées qui distribuent l'eau à un peu plus de la moitié des français, ont-elles en charge le service de l'assainissement dans environ la moitié des communes qui leur avaient confié précédemment leur service des eaux. Mais il faut remarquer que cette pratique est relativement récente, et s'est développée depuis la fin des années soixante à la suite de la mise en place d'une nouvelle politique de l'eau (Loi de 1964) dont nous rappellerons brièvement les caractéristiques et les conséquences:

1.1 Gestion coordonnée et solidaire de l'eau au niveau de grands bassins hydrographiques, avec la mise en place des Agences Financières de Bassin prélevant des redevances auprès des utilisateurs et pollueurs de l'eau, destinées à aider au financement et au fonctionnement d'ouvrages de dépollution ou d'aménagement de la ressource en eau (grands barrages).

Cette politique dégagait d'importantes ressources financières qui en dix ans permirent de quadrupler la capacité des stations d'épuration communales, et qui devrait permettre la construction d'ici 1990 d'autant de stations d'épuration qu'on ne l'a fait pendant la dernière décennie. En 1980, il existait environ 8.000 stations d'épuration de collectivités locales, traitant la pollution d'environ 45 millions d'équivalents-habitants.

L'effort devrait être porté dans les prochaines années sur la construction ou la réhabilitation des réseaux de collecte d'eaux usées et le raccordement des usagers à ces réseaux car on a constaté que les stations d'épuration étaient souschargées en pollution et aussi qu'elles recevaient trop d'eaux parasites provenant des nappes ou de la pluie drainées par des réseaux mal conçus ou mal réalisés.

1.2 Nécessité pour les collectivités locales responsables du service public de l'assainissement de le gérer comme un service industriel et commercial, ce qui était le cas depuis longtemps pour le service des eaux.

Cette obligation entraîne que les dépenses d'investissement et de fonctionnement du service de l'assainissement doivent être couvertes (aux subventions de l'Etat et d'autres organismes publics près) non par l'impôt mais par une redevance spécifique perçue auprès des usagers du service et assise sur leur consommation d'eau.

Pour assurer ces nouvelles responsabilités et, en particulier, l'exploitation d'une station d'épuration dans ce nouveau cadre réglementaire et budgétaire, les collectivités locales eurent recours assez naturellement

à l'exploitant du service des eaux, en raison de la parenté des problèmes à résoudre et du mode de financement de l'assainissement désormais assis sur la consommation d'eau des usagers. Comme le service des eaux, service d'assainissement peut être assuré en régie directe par du personnel communal, ou bien par gestion déléguée à une société privée.

C'est ainsi qu'en quelques années, les distributeurs d'eau français eurent à s'adapter à un nouveau métier et à acquérir une nouvelle compétence comme le montre, à titre d'exemple, l'évolution comparée de l'activité de distribution d'eau et de gestion de l'assainissement à la Lyonnaise des Eaux ces quinze dernières années. (cf. Fig. 1).

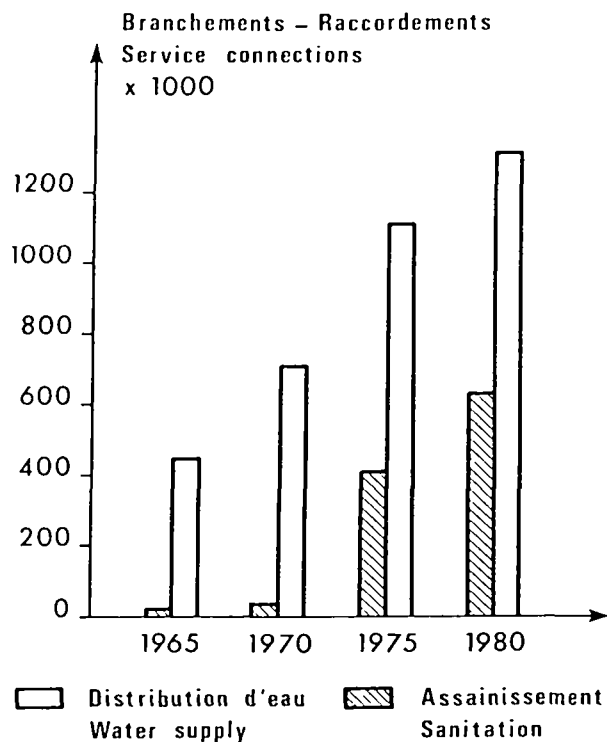


Fig. 1 — EVOLUTION DE L'ACTIVITE EAU ET ASSAINISSEMENT A LA LYONNAISE DES Eaux
WATER SUPPLY AND SANITATION
PROGRESS AT LYONNAISE DES Eaux

2. ÉVOLUTION DE L'ORGANISATION D'UN SERVICE COMBINÉ DE L'EAU ET DE L'ASSAINISSEMENT: LA SOCIÉTÉ DES EAUX DE MARSEILLE 1970/80

Nous allons examiner, à travers l'expérience d'une

TABLEAU n° 1
ÉVOLUTION COMPARÉE DES SERVICES D'EAU ET D'ASSAINISSEMENT À LA SOCIÉTÉ DES EAUX DE MARSEILLE
(HORS VILLE DE MARSEILLE)

Compared evolution of water supply and sanitation at the Société des Eaux de Marseille (except the city of Marseille)

	1970	1971	1972	1973	1974	1975	1976	1977	1978	1979	1980
No de contrats Eau No of water supply contracts	34	42	47	48	51	51	52	52	55	56	56
No de contrats Assainissement No of sanitation contracts	21	29	32	37	40	40	42	42	45	45	45
No de stations d'épuration No of waste water treatment plants	11	12	19	27	32	35	38	41	41	41	45
Linéaire réseaux Asst. (km) Length of sewers (km)	251	359	420	450	452	514	568	646	710	780	828
No d'abonnés Eau No of consumers: water utility	33.990	39.565	42.575	44.454	46.553	50.375	52.364	55.756	57.429	59.686	62.261
Assainissement sanitation utility	17.135	19.777	22.620	25.488	26.898	28.775	31.655	35.126	37.811	40.533	43.671
% Assainissement Eau % Sanitation Water supply	50%	50%	53%	57%	58%	57%	60%	63%	66%	68%	70%
Rapport des recettes Assainissement/Eau dans les communes où la société assure la gestion des deux services.	27%	26%	26%	25%	25%	28%	29%	30%	31%	31%	34%
Sanitation/water supply turn over for the cities where the Company manages the two utilities											

Société Régionale Française, la Société des Eaux de Marseille, quelle contribution a apporté l'assainissement à l'organisation d'un service combiné, et surtout comment cette organisation a évolué au fil des années pour aboutir à cette intégration souhaitée des deux services.

2.1 Evolution comparée des services d'eau et d'assainissement en 10 ans

Le tableau 1 ci-après résume l'évolution comparée du Service d'Eau et du Service d'Assainissement depuis 1970, à la Société des Eaux de Marseille. On constate qu'en 1970 21 contrats sur 35 soit 60% étaient des contrats d'exploitation des deux services tandis qu'en 1980, ces chiffres passent à 45 contrats sur 56 soit 80% de contrats mixtes.

Pendant la même période 1970/1980, le nombre d'abonnés faisant l'objet d'une gestion combinée comparé au nombre d'abonnés du seul service de l'eau est passé de 17.135 sur 33.990 soit 50%, à 43.671 sur 62.261, soit 70%.

Les recettes d'exploitation provenant du service d'assainissement dans les contrats où la gestion Eau et Assainissement est combinée, représentaient 27% des recettes d'exploitation du service de l'Eau en 1970 pour atteindre 34% en 1980.

Quant au nombre de stations d'épuration, il est passé de 11 en 1970 à 45 en 1980, soit 4 fois plus, le linéaire de réseau exploité passant pendant le même temps de 251 km à 828 km, soit 3,3 fois plus.

Le poids relatif de la gestion du Service d'Assainissement va donc en s'accroissant, et l'organisation correspondante du service doit pouvoir s'adapter à cette croissance.

2.2 Evolution de l'organisation administrative

Cette organisation doit être mise en place dès le premier Service d'Assainissement et elle n'est pas modulable. Il s'agit, en fait, d'adapter les structures propres au service de l'eau en fonction des lois, règlements, ou règles particulières en vigueur pour l'Assainissement. Les informations contenues dans les fichiers informatisés ont donc été complétées, les programmes de facturation modifiés, mais tout ceci s'est fait

simplement sans qu'il n'y ait eu matière à réflexion sur diverses orientations possibles. Nous ne nous étendons donc pas davantage sur cet aspect de l'intégration des services.

2.3 Evolution de l'organisation technique

2.3.1 Première phase

De 1965 à 1970, en l'absence de prévisions précises de développement, le Service de l'Assainissement naissant est venu se superposer au Service de l'Eau. Aucune structure intégrée n'a été mise en place. C'est ainsi qu'a été constituée une équipe de curage d'égouts agissant à la demande des responsables locaux et que la gestion des stations d'épuration ou de relevage a été confiée à des agents formés à cet effet et n'ayant que cette mission.

2.3.2 Deuxième phase

A partir de 1970, les défauts du système précédent sont apparus lorsque le nombre de contrats est devenu plus important. En effet, l'exploitation des ouvrages d'eau et d'assainissement s'est trouvée, dans une même commune, réalisée par plusieurs agents dont aucun n'avait une connaissance complète des installations, obligeant à une coordination permanente entre services.

C'est pourquoi une action de formation de tous les agents travaillant sur les services d'eau a été entreprise afin que ceux-ci acquièrent les connaissances indispensables dans divers domaines: chimique pour effectuer différentes mesures; biologique pour apprécier les divers éléments tels que qualité des boues, de l'effluent, des eaux brutes; électromécanique (technologie particulière du matériel); réglementaire, etc. . .

Puis une organisation territoriale, par regroupements en secteurs géographiques, a permis de donner à chaque agent une responsabilité sur l'ensemble des problèmes d'eau et d'assainissement. Bien entendu les moyens de curage de réseaux sont restés centralisés.

2.3.3 Phase actuelle

Depuis 1976, une stabilisation s'est opérée, et quelques stations d'importance moyenne (30.000 à 80.000 éq.

habitants) ont nécessité une structure de gestion particulière. D'autre part, les difficultés croissantes rencontrées dans le fonctionnement des ouvrages ont amené à revoir la décentralisation de certaines tâches et à créer une cellule spécialisée qui intervient sur les grosses unités ou à titre de conseil auprès des agents décentralisés.

Par contre, pour le curage des réseaux, il a paru intéressant de développer l'utilisation de petites cureuses hydrauliques pouvant être tractées derrière un véhicule léger, afin de décharger les moyens centralisés des tâches non programmables et de les réserver à des opérations systématiques.

Cette forme de gestion nécessite un renforcement des moyens généraux, du laboratoire, et met en oeuvre des moyens techniques particuliers.

3. UN EXEMPLE DE GESTION COMBINÉE DES SERVICES DE DISTRIBUTION D'EAU ET D'ASSAINISSEMENT DANS LE NORD DE LA FRANCE

L'organisation adoptée par la Compagnie Générale des Eaux, pour assurer l'exploitation des services de distribution d'eau et des services d'assainissement qui lui sont confiés dans la région Nord de la France illustre bien l'intérêt d'une gestion combinée de ces services avec une certaine intégration des moyens en personnel, en équipements et en matériel, cette intégration ayant toutefois ses limites eu égard aux spécificités particulières de ces deux types de service.

La région Nord de la France, très industrielle et à forte concentration de population, a consenti un effort important en matière de lutte contre la pollution des eaux pendant ces quinze dernières années: réalisation de nombreux réseaux d'assainissement et d'importants ouvrages d'épuration. La Compagnie Générale des Eaux qui, dans cette région, assurait déjà l'alimentation en eau potable de plus de 250.000 abonnés, ce qui correspond à une population de 850.000 habitants environ et nécessite la distribution de plus de 40.000.000 m³ d'eau par an avec la surveillance et l'entretien de près de 2.000 km de réseau, a naturellement étendu ses activités à la gestion des services d'assainissement. Cette nouvelle activité, qui s'est fortement développée, couvre maintenant l'exploitation de 1.600 km de réseaux d'égouts, 130 stations de relèvement d'eaux usées et d'eaux pluviales et de 20 stations d'épuration capables de traiter la pollution équivalente de 800.000 habitants.

3.1 Examen des tâches à effectuer en matière d'assainissement

3.1.1. Stations d'épuration et de relevage

Un parc important de petites stations est une source de difficultés de gestion. En effet, on peut admettre qu'une "petite" station est une station d'une capacité inférieure à 10.000-12.000 habitants, sans que ce plafond soit rigide. Mais c'est surtout une station dont l'importance ne justifie pas la présence d'un préposé à plein temps. Et pourtant la qualité du traitement effectué doit rester la même que dans une grosse station, ce qui implique une visite quotidienne, voire périodiquement un temps d'intervention assez long.

Ainsi, le préposé devra répartir son travail entre plusieurs stations, ce qui impliquera parfois de nombreux déplacements et surtout un travail assez solitaire, loin des bases disposant du potentiel d'appui nécessaire à une bonne exploitation.

3.1.2 Réseau — Collecteurs — Branchements

L'entretien de tout le réseau de branchements et

collecteurs nécessite des moyens de nettoyage et de débouchage ainsi que des moyens d'examen de l'intérieur des conduites. Ces moyens sont différents de ceux nécessaires à l'exploitation d'un réseau d'eau, et il faudra donc les créer, c'est-à-dire qu'ils ne participeront que peu à la gestion intégrée des deux services d'Eau et d'Assainissement.

3.1.3 Tâches générales

Ces tâches sont, adaptées à l'assainissement, les mêmes que celles nécessaires à l'eau potable c'est-à-dire:

- * Etude et suivi de travaux neufs
- * Surveillance de la qualité de l'eau
- * Entretien du matériel

pour lesquelles un renforcement de l'effectif est indispensable mais qui constituent le prolongement naturel du Service de l'Eau.

3.2 Organisation adoptée; des agents polyvalents dans les antennes locales

Pour remplir l'ensemble de ces missions, la Compagnie a adapté l'organisation décentralisée existant au sein de son Centre Régional aux nouvelles sujétions amenées par l'exploitation des ouvrages d'assainissement, l'utilisation commune des moyens permettant de limiter les dépenses, notamment pour les locaux, les véhicules utilisés pour les déplacements et transports et les charges de personnel, tout en améliorant la qualité du service rendu. La mise en place d'antennes locales judicieusement réparties territorialement, à vocation "eau potable" et "assainissement", a permis aux usagers et aux responsables municipaux ou des administrations de traiter avec les mêmes interlocuteurs leurs problèmes d'alimentation en eau potable et d'évacuation des eaux usées. Pour atteindre ce but, il a été nécessaire que les agents locaux reçoivent une formation polyvalente qui leur permette d'instruire et régler les divers problèmes posés. Une telle option est aussi justifiée par des raisons administratives; ces antennes locales assurent la gestion des abonnés (tenue du fichier, encaissement des sommes facturées), tant en "eau potable" qu'en "assainissement".

Le personnel des antennes locales, s'il a une formation polyvalente, est également compétent pour assurer le suivi des conditions de raccordement aux réseaux publics des installations privées, et mener les enquêtes correspondantes qui sont d'ailleurs plus nombreuses en assainissement qu'en eau potable. En effet, le raccordement sur les réseaux d'eaux usées et d'eaux pluviales nécessite des mesures de pointe de niveau et des contrôles des installations intérieures. Des vérifications techniques fréquentes sont nécessaires pour s'assurer des conditions de rejet (et, par voie de conséquence, d'assujettissement à la redevance d'assainissement) des gros consommateurs d'eau tels que les industriels et les agriculteurs, et des usagers artisans et commerçants en particulier.

Sur le plan technique, la surveillance du fonctionnement des réseaux et de certaines stations, dont l'équipement est limité à des installations électromécaniques, peut également être assurée par du personnel polyvalent. Par contre, l'entretien et la maintenance des divers ouvrages et installations met en évidence les limites existantes pour une exploitation intégrée des deux services.

3.3 Des moyens spécifiques pour le curage et l'entretien des réseaux

Le curage des réseaux d'assainissement nécessite l'emploi de nettoyeurs hydrodynamiques et de camions aspirateurs vidangeurs qui, de par leur vocation et leur conception, ne peuvent être d'aucune utilité pour l'entretien des réseaux d'eau potable. Les techniques de

réparation des collecteurs d'assainissement sont bien différentes de celles des canalisations d'eau potable. Les conduites sont généralement plus profondes et constituées de matériaux d'une autre nature, et il faut faire appel à du personnel ayant des compétences professionnelles différentes: maçons en assainissement, plombiers en eau potable.

Enfin, il est à noter que des procédés nouveaux ont été développés en vue de l'amélioration de l'étanchéité des réseaux d'assainissement tels que l'inspection télévisée des collecteurs et leur réparation par l'injection de résines synthétiques. De façon occasionnelle, l'inspection télévisée est également un moyen d'investigation utilisé en eau potable pour contrôler l'état des forages de production ou rechercher les pertes de charge singulières dans les canalisations d'adduction.

3.4 La surveillance et la maintenance des installations de relèvement et d'épuration

Il existe également des différences importantes en matière de maintenance des installations électromécaniques entre les services "eau potable" et les services "assainissement". Les installations électromécaniques sont généralement plus importantes et plus complexes dans les stations d'épuration en raison notamment des caractéristiques des matériels mis en oeuvre par les technologies de déshydratation des boues. Ces matériels sont davantage sollicités et connaissent des conditions de fonctionnement plus difficiles que dans l'activité "eau potable".

Le personnel affecté à la maintenance de ces installations doit donc recevoir une formation particulière en assainissement.

Dans certains services d'importance restreinte, le personnel assurant l'exploitation même des stations

peut être polyvalent, mais cette double compétence ne peut être maintenue dès que les ouvrages d'épuration prennent une certaine importance. En effet le traitement des eaux usées et des boues fait appel essentiellement à des processus biologiques qui sont plus dépendants des conditions environnantes, moins facilement maîtrisables et ne nécessitent pas la même qualification du personnel ni la même méthode d'approche que le traitement des eaux potables qui utilise plutôt des processus chimiques. Il faut cependant remarquer que, dans l'avenir, on connaîtra certainement une évolution et une certaine interpénétration des techniques, comme c'est le cas avec, par exemple, la dénitrification biologique.

3.5 Un laboratoire régional de contrôle

Par ailleurs, il faut remarquer que le suivi du bon fonctionnement des stations d'épuration nécessite d'effectuer des analyses fréquentes et variées, tant au niveau de la qualité des eaux que de la composition des boues, notamment en ce qui concerne la présence de métaux lourds. Ces analyses complexes ont conduit à mettre en place, au niveau de Centre Régional, un laboratoire spécialisé pourvu d'un matériel adéquat.

Ce laboratoire local a été amené tout naturellement, par la suite, à s'intéresser à la qualité des eaux potables, alors que la seule activité de distribution n'avait pas justifié sa création. Il s'agit là d'une retombée positive pour l'utilisateur du service de distribution d'eau de cette gestion combinée des deux services. (cf. Fig. 2).

4. LA FORMATION PROFESSIONNELLE AUX TECHNIQUES DE L'ASSAINISSEMENT

Pour faire face à un tel développement de cette nouvelle activité, il a fallu que les sociétés de distribution prennent en charge la formation de leur personnel existant ou nouvellement recruté, affecté à temps partiel ou total à l'assainissement. En effet, il n'existait pas, il y a encore dix ans, d'établissements d'enseignement préparant à ces métiers de l'assainissement et de la lutte contre la pollution de l'eau. Aujourd'hui, la situation a beaucoup changé et nombreuses écoles ou universités forment ou recyclent des techniciens et des ingénieurs dans ces techniques; la Fondation de l'Eau à Limoges et le CEFIGRE sur la Côte d'Azur accueillent même de nombreux stagiaires étrangers. Mais pour ce qui est de la formation du

Fig. 2

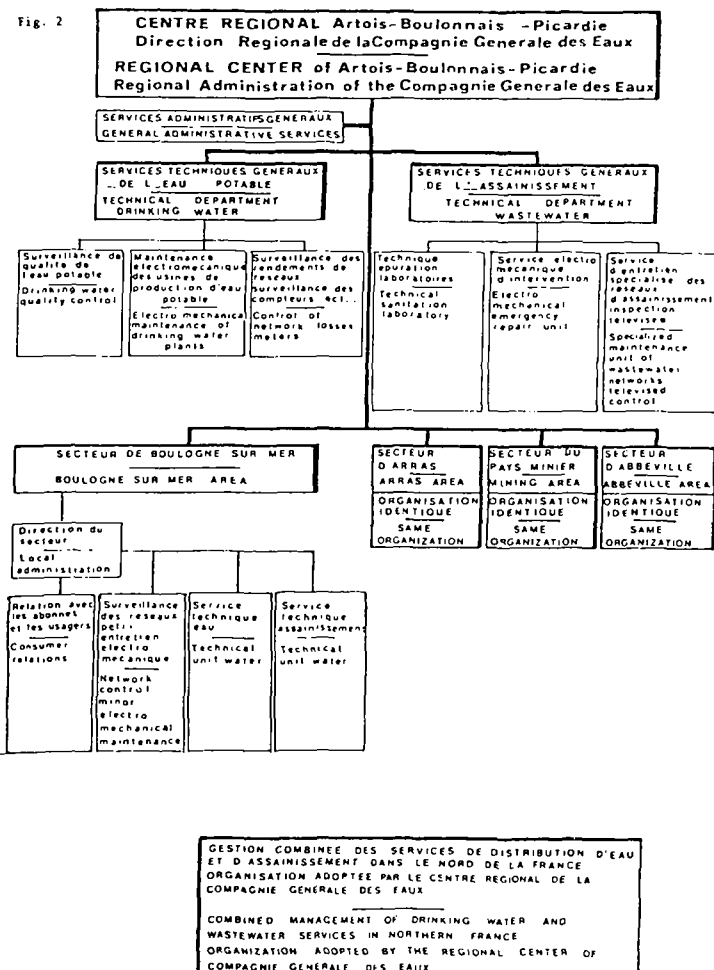


TABLE n° 2

Répartition du temps consacré à la formation professionnelle à la Lyonnaise des Eaux en 1980.	%
Time devoted to vocational training at Lyonnaise des Eaux in 1980.	
Formation générale General education	18
Techniques spécifiques: Specific techniques:	
• Distribution d'eau Water supply	7
• Assainissement Sanitation	12
Autres techniques Other techniques	26
Gestion Management	10
Relations de travail - Pédagogie Work relations - Teaching methods	7
Divers à initiative individuelle Personnel initiative	20

personnel d'exploitation, les sociétés de distribution d'eau sont amenées à l'assumer en quasi totalité.

A la Lyonnaise des Eaux, où environ 20% des agents sont affectés à temps partiel ou total à l'assainissement, le temps consacré à la formation aux techniques de l'assainissement est supérieur à celui consacré aux techniques de distribution d'eau, comme le montre le tableau n° 2.

Les stages de formation y sont encore pour la plupart animés par des ingénieurs et techniciens de la Société. Ils concernent toutes les catégories de personnel (exécution, maîtrise, cadres) et sont essentiellement tournés vers la conduite des stations d'épuration et les problèmes qu'elle pose (cf. Tableau n° 3).

TABLE n° 3

Stages de formation en assainissement proposés à la Lyonnaise des Eaux en 1982.	
Sanitation training proposed to Lyonnaise des Eaux staff in 1982.	
<i>Réseaux d'Assainissement – Sewerage</i>	
–	Fonctionnement Operation
–	Calcul Calculation
–	Véhicules et matériel d'entretien (curage) Sewer cleaning vehicles and equipment
<i>Stations d'épuration – Sewage plants</i>	
–	Conduite (deux niveaux) Management (two levels)
–	Mécanismes de l'épuration Sewage mechanisms
–	Traitement des boues Sludge treatment
–	Initiation à la biologie Initiation to biology

CONCLUSION

Nous avons présenté les évolutions qu'a subies l'organisation des services d'un distributeur d'eau avec la prise en charge de la gestion des services d'assainissement ainsi que l'effort qui a été nécessaire en matière de formation du personnel pour assurer cette nouvelle responsabilité.

Il apparaît, au travers de cette analyse de l'organisation adoptée par les distributeurs d'eau français, pour gérer les services de distribution d'eau potable et d'assainissement qui leur sont confiés, qu'il est intéressant de pratiquer une gestion combinée des services au niveau local, notamment pour les relations avec les usagers, la surveillance des réseaux et petites stations, et les tâches administratives et comptables. Par contre, cette gestion intégrée des services connaît des limites et il est nécessaire de mettre en place des équipements spécifiques avec un personnel ayant une qualification particulière pour assurer le nettoyage des réseaux d'assainissement et leur réparation, ainsi que pour l'exploitation des stations et ouvrages d'épuration et l'entretien des installations afférentes.

L'activité de recherche-développement des distributeurs d'eau a été amenée à s'étendre à la maintenance des réseaux d'assainissement et à l'épuration des eaux résiduaires, et on peut s'attendre à quelques complémentarités avec les programmes de recherche consacrés à l'eau potable, par exemple dans l'élimination de l'azote, la filtration biologique, le traitement des boues, etc. . .

Enfin l'expérience acquise par les distributeurs d'eau dans l'automatisation et le contrôle centralisé des réseaux de distribution d'eau, devrait favoriser leur développement en assainissement et ainsi garantir une meilleure qualité et une meilleure productivité de service; des économies d'échelle, tant au niveau de la gestion qu'à celui de l'investissement, sont aussi attendues de la mise en place de systèmes de contrôle centralisé ou de télé-surveillance communs aux deux services.

Thomas J. Blair, III, Kelley, Gidley, Blair and Wolfe, Inc., Consulting Engineers, Charleston, West Virginia, U.S.A.

In today's world of high rate inflation coupled with the high cost of money scenario which prevails and from all indications will continue to prevail in the foreseeable future, it is essential that cost savings must be instituted. This can be realized through combined systems management practices. Water and wastewater systems, because of their common denominator (water), are ideally suited for combined management.

Duplication of administrative functions are eliminated. This is accomplished through the formation of a single utility commission policy setting board. The director of the utility commission reports to the board and supervises the overall day to day management of the systems. Personnel reporting to the director are charged with the tasks of operating and maintaining the water and wastewater facilities, including the engineering, accounting and financial aspects. The size of the combined systems dictates the internal staff requirements versus the utilization of outside consultants for specific assignments. Sharing of personnel, equipment and materials provides cost savings through the elimination of wasteful duplication that occurs under individual system management.

Added responsibilities demand increased talents which can be supported challenge-wise and salary-wise through combined operations. Greater potential for

advancement is available to personnel because of the diversity in job opportunities. An example of this would be the variety of the technical expertise required not only to operate and maintain the systems, but also to renew, replace and expand the systems. Job satisfaction equates to improved customer service.

Valuable accounting and financial information is jointly produced at a lesser cost. This is made possible through combined billing and collecting procedures. Accounting and financial information reflecting systems cost data provides the foundation for rate studies to determine fair and adequate service charges based upon the cost of service theory. It is essential in a combined system to charge for the treatment and distribution of potable water as well as the collection and treatment of the wastewater.

Public demands for information are greater today than in the past. Education programmes must be improved to keep the public abreast of utility needs. This can be accomplished at a lesser cost to the consumer by spreading the expenses.

To meet the current needs of water quality control requirements and to comply with more stringent standards mandates ultra-sophisticated laboratory equipment. Sharing the capital cost, personnel and expenses of laboratory facilities offers another example

of improved cost benefit ratios to be obtained from combined management of water supply and wastewater systems.

The national trend today, recognizing the economy of scale benefits, should result in the establishment of more combined water and wastewater systems both in the public and private sectors. The greater depth in

personnel capabilities and closer communication results in improved service, increased public safety, lower service charges and numerous other benefits. Better communication with the public provides a greater understanding of the financial requirements of the systems. This will result in self-sustaining tariffs benefiting all the users.

Dipl.ing. Jorma Eerikäinen & Dipl.ing. Matti Lahtinen, Hyvinkää, Finland.

Historically water works in Finland have been established mostly as private enterprises whereas waste water systems have as a rule been part of municipal activity. Separate function is still a common practise in rural areas, but in towns nowadays most of the water supply and waste water systems are part of municipal activity and function under the same organization. In our capital Helsinki these two sectors are still separated but some studies of combining have been done.

1. The reasons for a merger

a. Administrative reasons

The danger of controversies is less, when the same board is responsible both for the water supply and waste water systems. It is easier also to co-ordinate the different activities of water and sewage works under one organisation (repairs and renovations of pipelines at the same time, use of the same machines and transport etc.).

Comprehensive charging and billing which bases on drinking water consumption also lessens the need of personnel required and at the same time is more convenient to the customers.

Shifting allocations from the water supply to sewage works side and vice versa is also easier if both sectors are under the same administration.

b. Technical reasons

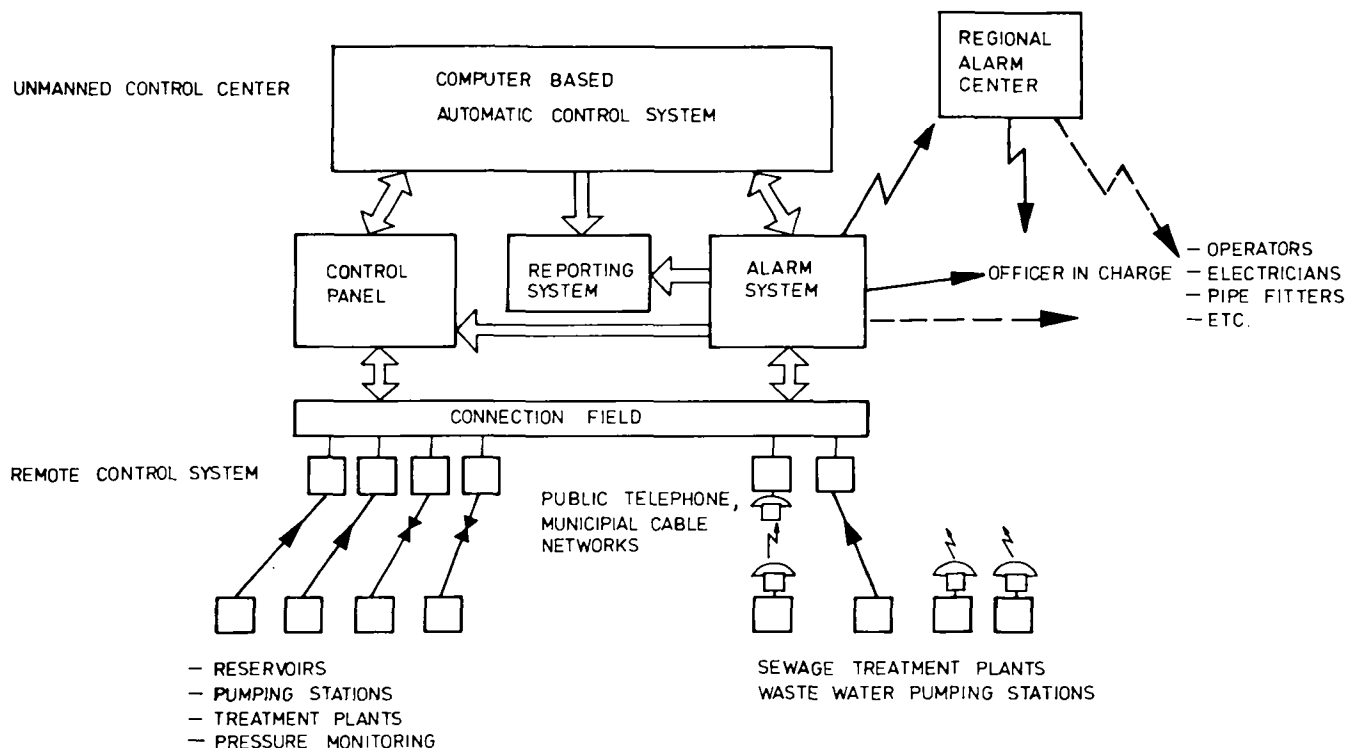
The technology is principally the same both in water supply and waste water systems.

The same personnel can take part e.g. in surveying and planning works, construction, operation and maintenance works. For example pipe laying is mostly done at the same time in the same excavation. Also most of the machines can be used in both works, and most of the auxiliary departments e.g. laboratory can serve both drinking and waste water sectors.

c. Economical reasons

By combining drinking water and waste water systems savings can be gained in the following activities:

- combined administration, planning and consumer services lessen overhead costs,
- in construction, operation and maintenance works the same personnel can partly be used in both sectors which gives flexibility to activities especially during times of annual vacations,
- the premises can be used more economically in one big organization compared to two smaller ones,
- auxiliary departments can be combined which also lessens the costs,
- remote control system can be the same for both sectors and run by the same staff,
- savings are also gained by better work co-ordination.



A REMOTE CONTROL SYSTEM OF WATER SUPPLY AND WASTE WATER WORKS

d. Structural reasons at a national level
If drinking and waste water systems are both municipal organizations economical reasons justify the connection. If municipal planning and operation is done under one organization, it also helps the planning of national water resources. The basic data for local and national planning is more easily obtained and processed and recommendations are more easily implemented.

2. Issues faced

Combining two strong organizations could be difficult due to personnel problems. It must be done very carefully to avoid useless controversies and inefficiency. Each man's new post should be thought over carefully keeping in mind that the purpose of combining two organizations is that the new one should be more economical and work at least as efficiently as the two old ones.

Even if the problems are basically the same in drinking water and waste water systems, the staff must have more training in order to have knowledge in both sectors.

There still remain some works which should be

separated. People working in sewage treatment plants should not be allowed to work in drinking water treatment.

Also some of the machines and tools cannot be used in both sectors. As a rule combining has shown more positive than negative results.

For example health problems are better controlled because as a rule connection to the water supply system is not allowed unless the customer will also be connected with sewage systems.

In Finland there are separate fees for drinking and waste water and costs and incomes are kept separate even if the billing is done in combination.

3. Future prospects

Most of the water supply and waste water systems are already combined in urban areas in Finland. Combining will be continued because of the good results achieved. Especially the development of technology in automatic remote control systems and the increasing labour costs promote the combining of the two sectors, because both can be run more economically under one administration.

Organising a Waterworks

Organiser un service des eaux

Authors: J. H. Stacha (USA)
Auteurs: J. Coustillas (France)

Leading Contributor: J. Bernis (Spain)
Contributeurs Principaux: M. Benaïcha (Tunisia)

John H. Stacha, President of the American Water Works Association and Assistant Director of the City of Dallas, Texas, Water Utilities Department.
"THE SECOND TIME AROUND"

Most water works organizations in existence today, whether they be publicly or privately owned, function adequately. However, innovative restructuring could optimize the use of available resources—people, equipment, materials and money with the end result being the delivery of the best product technically possible at the lowest cost to our customers.

Either developing an organization or reorganizing an existing organization is neither easy nor simple, but often necessary. The basic thought processes involved are much the same and, therefore, the following considerations address primarily the concerns of organizing the second time around or as commonly called reorganization.

By in large part, the information to be conveyed here will be developed around the similarities in both the municipal or publicly owned and the investor or privately owned water works organization and how they are managed and controlled. The dissimilarities are largely associated with how they are financed and to whom they are responsible.

Top utility managers often respond to internal crises and to changing economic and environmental conditions by deciding that key centers of responsibility and authority need to be refocused centrally, or should be dispersed throughout the organizational hierarchy. Typically, management moves to consolidate more of the power at the top of the higher levels of an organization in order to exert visible efforts to cut waste and to control costs. Also, organizations frequently move in the opposite direction—toward decentralization—and for the same reason. That is, management is dissatisfied with the substandard performance of the organization and the cost of the operation.

While centralization versus decentralization is not the primary topic to be discussed, it is one that must be confronted by a water works in need of reorganization before other components can be carefully analyzed. For example, if divisions, departments, and employees have a tradition of mutual trust and trust upper management, leaning toward decentralization may be a natural stance. By contrast, when the working unit of an organization has typical adversities, a more centralized organization may emerge more readily. Certainly attitudes toward power play a major role in how centralization or decentralization of a utility evolves.

As a rule, in most water works organizations, a high degree of mutual trust between employees and management exists. Therefore, a reorganization process directed toward decentralization is usually found to be optimal. But this decision must be made on carefully considered rationale before moving into the

reorganizing mode. Each person in the department must be evaluated carefully considering the job they have to do and the resources available to them. This together with the appropriate responsibility and authority to make the needed adjustments or changes can produce the appropriate results.

The best organizational structure in the world is not worth the paper it is printed on if it cannot command the support—up and down the line—of those needed to make it work. Obviously, there is no one all-purpose organizational structure. It is rare to find two water works organizational structures that face exactly the same problems and utilize the same staffing arrangements. There are, however, similarities like any businesses operating to produce a similar product.

After the basic decision has been made that an organizational change is needed, a very systematic approach should be developed in order to orchestrate this change smoothly.

Some of the steps that will be found useful in reorganizing a water works are as follows:

- * Secure the assistance of someone with proven experience in helping utilities to make and implement realignments.
- * Solicit needed inputs from everyone in the organization whose perspective could be useful or those whose commitments are needed to make the new structure work.
- * Get inputs from key outsiders with in-depth knowledge of the organization's problems, opportunities, strengths and weaknesses.
- * Rigorously weigh the effects of alternative structures, centralized or decentralized.
- * Consider all key people and creative ways of using these key people in different structural arrangements.
- * Determine who might fit where in the new organization or who may not fit at all.
- * If you are a General Manager, Chief Executive Officer, Commissioner, or Water Works Director and if the approval of your superiors is required, you should prepare for them graphically, if possible, a summary of the rationale you used in creating the realignment process. You should demonstrate how the new structure will be better than the existing one and be prepared to discuss the other options, if asked.
- * Once approved, expeditiously implement the reorganizational process.

A poorly conceived or negatively perceived reorganization can seriously damage a waterworks'

productivity and reputation, as well as the credibility of its leadership. One must carefully remember that restructuring involves a lot more than shuffling boxes on an organizational chart. The key ingredient in making a reorganization work is the active involvement of the water works personnel.

It must be realized that reorganization is a dynamic process of management reevaluation at all levels, one must work toward an ideal structure for their particular organizational needs.

With all the foregoing thoughts in mind and in order to develop a framework for an ideal water works organization to fit ones particular needs, Diagram 1 will be utilized to guide the thought process.

Most water works organizations whether they be privately or publicly owned and managed by a General Manager, Chief Executive Officer, Commissioner, Director or Superintendent must either report to shareholders or the general public. Usually there exists some governing body through which or by which actions and activities involving policy and financing are approved for the shareholders or general public. In the case of the publicly owned or municipal operation this will be either a city council or an appointed board or commission. In the case of the private or investor owned utility, this will usually be an elected board of directors or trustees.

While many variations of this arrangement are in existence, they will not be further discussed except to note that the primary function of any governing body is the establishment of policy, approval of financing and to ensure good management through an individual who is held accountable for all actions and activities of a given water works organization.

Pursuing the ideal framework development to the next stage, one must restructure within a framework

where similar activities are grouped together. There must be clear and concise lines of responsibility and accountability along with commensurate delegation of authority. The structure must facilitate the achievement of the overall plans and objectives of the water works organization. The structure must be dynamic and flexible in order to respond to the changing needs of the organization and the customers which they serve, which are influenced by changes in both social and economic conditions.

Basic functional units

Again referring to Diagram 1, the basic functional units should evolve around the size and complexity of the given organization, but usually will divide in at least three organizational units, namely Operations, Engineering and Financial, and sometimes a fourth unit, namely Administration. Each accountable to the managing head of the water works organization.

Operations

The traditional operational activities of a water works are water supply, whether it be from surface, sub-surface or combinations of sources, treatment, pumping, distribution, metering and all necessary maintenance and materials management support.

Again, a multitude of configurations of the operational units or divisions are possible, depending upon the size and complexity of each element. For example, where multiple water supply sources are used and where large surface reservoirs, dams and outlet works must be operated by a utility, especially where the distance from other units or divisions is great, it will be found advantageous to organize a supply and

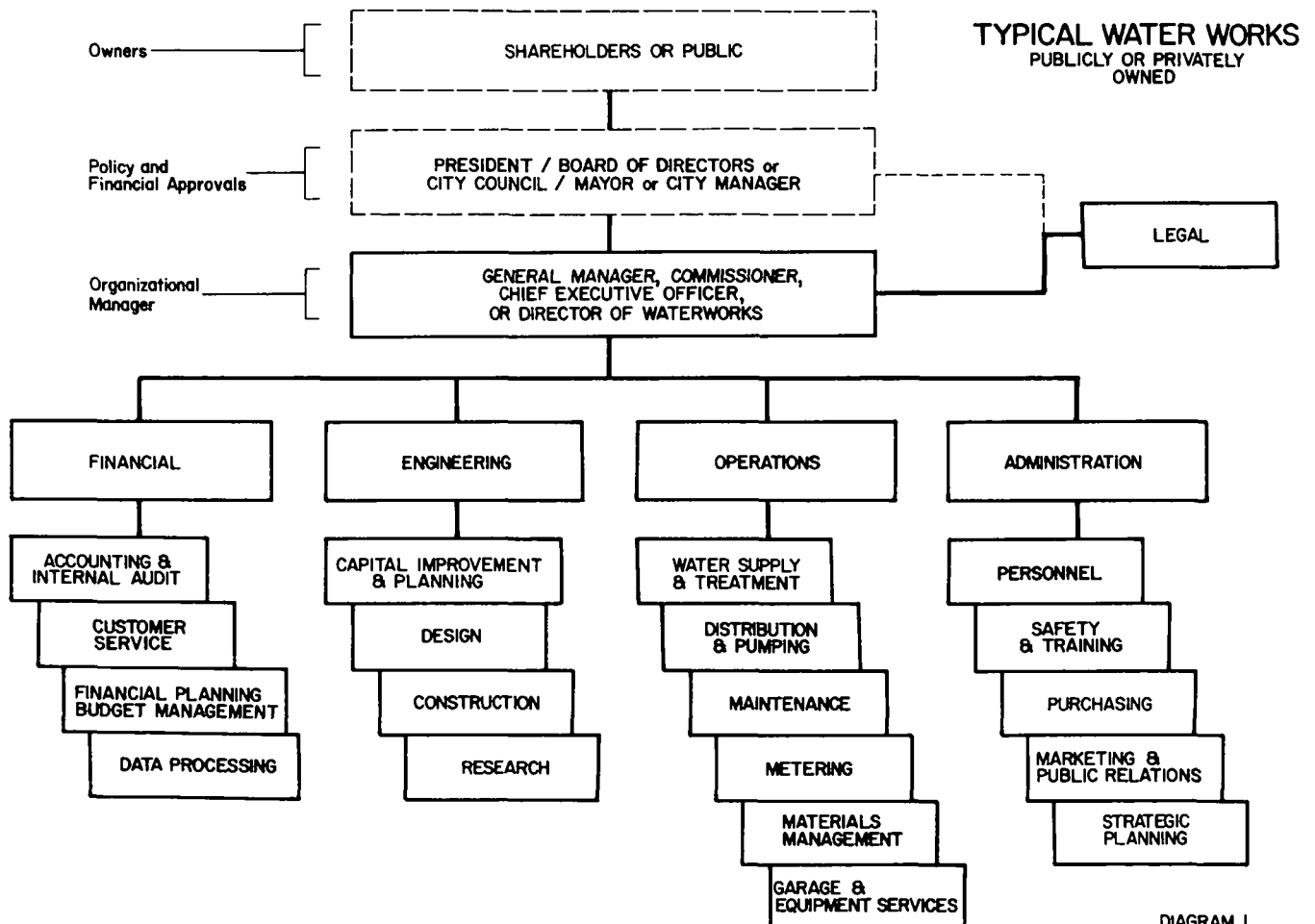


DIAGRAM 1

treatment function or division accordingly. Likewise, where multiple sources of supply, operating pressure zones, or an unusually complex system configuration is involved, not only should a separate pumping unit or division be considered, but also, all available operating and training assists, such as telemetered information, remote controlled units, and various forms of computer assisted operations should be used. Any and all computer assisted or controlled units should always be programmed with the human element in mind. Machines can be made to deliver a response or product in a form pleasing and responsive to the needs of the operator. An operator should not have to conform to formats and responses not normal to his needs. All systems should be programmed for people—simple to operate and easily understood. This will pay great dividends in the future.

In many cases a separate unit or division should be organized around the distribution function, sometimes including metering, sometimes including pumping, again depending on size and complexity. Most distribution divisions should include system valve operations, maintenance and control of the pipeline distribution system as well as all new service additions and the maintenance of existing water service installations. Where metering is included in this functional unit or division, it should perform meter setting, reading, repair and related services. Some organizations find the metering functions to be better handled as a separate division or organizational unit, especially where in-house meter shop repairs are performed.

Many books have been written on the subject of plant or facility maintenance, whether to be centralized or decentralized, whether to be performed in-house or by a contract agency or various combinations of these. The real solution rests somewhere between all of the above mentioned limits and techniques. Again, depending upon size and complexity, a given water works organization must weigh carefully what is to be performed, how often, with what kind of skills and how much does it cost. For example, a system geographically dispersed over a large area must consider travel time or the response time which can be tolerated to remedy an outage. Should the facilities be remote and out of service, response time must be held down, one must staff locally for maintenance needs or build redundant systems for the operator to use while awaiting repairs. Both must be considered on the basis of cost and customer relations.

One important point, whether maintenance is performed by on site staff or some other way, preventative maintenance is a must in a water works organization. One only needs to see large and repetitive repairs reoccur over and over again to quickly realize that prevention is much more cost effective than breakdown maintenance only.

To develop the ideal situation or organizational concept, one should try to contract those requirements on a scheduled basis which can be properly and easily contracted, such as replacement of a major pumping unit, mixer or conveyor system. One should centralize as much as possible all heavy and complex machine shop activities in order to take advantage of both highly skilled and trained machinists but to achieve good man-machine utilization. Many preventative maintenance tasks, such as vibration analysis on all pumping units, which can be scheduled, are best performed centrally while reducing pump disassembly, realignment and related activities often performed on an annual basis, to once every two to three years instead.

Maintenance management should be dynamic, adjusting as the system and the organization grows or changes. One organizational technique will not work

the same year after year.

Material supply and control is another subject on which many books have been written but all yield to the basic concept that materials must be available when needed, where needed and in the proper quantity and quality. As a given organization grows or changes, satellite storage locations will be needed to expedite availability and delivery. Computerized control and accountability will realize a given utility more than the cost of the computer in reduction of lost materials, duplicated orders, unavailable quantities when needed. Even the smallest of operations with the invention of the microcomputers can achieve remarkable cost avoidances by applying this available technology.

Lastly, some organizations must supply and service their automobiles and repair equipment as an organizational unit or division. Others utilize contract services or may utilize the services of another municipal department. Whatever be the technique used, it should be able to stand the test of a cost versus benefit audit. Is the organization providing the needed service timely, resulting in minimum crew down time, and is the cost less than other available sources?

As a rule, managers of publicly-owned or municipal water works consider their counterparts in privately or investor owned utilities to having more freedom of organizational choice. In many cases this is true where political arrangements dictate more stringent procedures and controls of public funds.

Engineering

Engineering activities of a water works organization have traditionally evolved around the planning, design, contraction and construction of needed system and facilities. In some cases, an in-house research group or unit is attached.

Like most operational configurations, engineering functions, units or divisions can best serve the organization if clear and concise lines of responsibility and accountability are rigorously followed. For example, a careful analysis of all proposed projects and improvements should be systematically reviewed by the designer, the operator and the construction element of the organization prior to completion of the design to eliminate many predeterminable errors in concept and design. This is true whether the design, specifications and contract documents are either done in-house or by outside contract with consulting engineering firms or by some related municipal organization, such as is the case with many publicly owned utilities.

The analysis, coordination and management of a systematically conceived Capital Improvement Program developed to within a one, three, five and ten year frame is necessary. This system when integrated with a good financial accounting system can be easily programmed into a computer model which can be automatically updated and the established projects costs adjusted as the construction dates are adjusted, either due to financial or other restraints. This program will allow for the development of adequate financial capabilities.

Here, depending upon the complexity and size of an organization, the planning function can be a part of an engineering division or as a separate planning unit or division. In any event, the system must be dynamic.

Most construction activities are basically divided into either two or three separate units. As a rule, some in-house construction crews are necessary and these can either be part of the distribution operation or a separate unit developed around the concept of performing minor extensions of the system, installation of new services, system adjustments due to roadway and drainage improvements, as well as being a source of additional

maintenance repair capabilities during emergencies. The other unit or division of construction activity is usually either constructed by private contractors and inspected by in-house or contracted consulting engineering personnel. Conceptionally, the ideal arrangement is a configuration of both of these methods. For nonrepetitive type construction, such as treatment plants as opposed to water line extensions, outside qualified consulting engineering services are more desirable.

Research activities, particularly into the field of treatment, are best attached to engineering for support and assistance; however, this element if affordable could easily be performed within an operating organization, such as water treatment. The main benefit of separating the two would be to eliminate drainage of resources from one element to the other, depending on which need was perceived to be the greatest. Usually, research will suffer since the operation will take precedent. Projects should be divided into those to improve methodology and those to improve the end product at lesser cost to the customer. All research performed should be coordinated through a technology gathering organization, such as the American Water Works Association Research Foundation, in order to eliminate redundant activities already researched in some other part of the world. Technology transfer is the key to good research activity, since one must learn from the trials of others.

Financial

While an ideal framework for a water works organization should evolve around the concept of one being completely self-contained and self-sufficient, this is not usually the case. Some variations to this usually reflect the controlling or governing body requirements. All utilities should, however, be independent of either outside financial support or of obligations to contribute excess revenues to other governmental functions.

The financial related activities of course transcend throughout the entire organization; however, basic accounting for all funds, including payrolls, together with internal auditing are usually basic and necessary to all water works organizations.

Customer service activities including meter reading, billings, payments, collections and the communications needed between the utility and the customers, whether they are retail and/or wholesale accounts, demands maximum management emphasis. The activities of this unit or division set the stage for a majority of the relationships, either real or perceived, developed between the customer and the utility. Again, depending on the size and complexity of the organization, modern computer assistance is both needed and necessary to routinely process, retain and analyze the data compiled. Training in the management of stress is particularly important to the employees of this unit since most interaction is with people—the most difficult interface possible, but the most rewarding, if managed properly.

In some organizations, data processing activities are either handled external to the organization by contract or, in the case with larger publicly owned water works, by another department. In many cases, customer bill processing, data retrieval, payroll functions, and the like, are handled internally. In either situation the system must be responsive to the needs of the user at a cost equal to the benefits of the service. In the ideal organizational arrangement, the business type data processing is best separated from the engineering and operational type control, primarily due to the extreme differences in requirements. The high speed business retrievals and calculations are not needed nor desirable in the application of this technology to either treatment

or pumping and distribution system control. Likewise, the analyst and programmer requirements are considerably different since needed expertise in both the financial or business and the operational area is rare.

Without close coordination between a Financial Planning Budget unit or division and the Engineering Capital Improvement planning unit or division, a timely and adequate financial plan will not be possible. The ideal arrangement should be of the operational and capital needs to be systematically analyzed and planned and for this dynamic information to be incorporated into a dynamic financial plan. The end result should be a determination of funding or forecasts of needs for one, three and five years hence. Revenues and expenses can then be appropriately budgeted, cash flow managed, appropriate investments made and rates of return determined. A careful analysis by this unit or group of the cost of service by customer class, either in-house or qualified contract consultant, should be performed annually in order that rates be adjusted to provide the required level of service. This determination is best made at the time the annual operating and capital budgets are approved.

Administration

Depending upon the size, complexity and management style of the organization, a separate organizational unit may be needed to manage and control centrally the administrative tasks of personnel activities coordination, safety training and public relations.

It is necessary to provide either within this administrative unit the function of organizational purchasing control, as well as the function of organizational strategy planning, as an overview and guide to capital improvement and financial planning functions. These should be separate activities in order not to circumvent individual planning details or needs or to overshadow the individual efforts. Strategic planning should always be considered with items in the three to ten or twenty year time frame in order to guide the course of water works organizations on a consistent path over the long term. This type of activity is an ideal candidate for a task force type structure where all traditional lines of authority and responsibility are transversed and citizen involvement can be incorporated. This type of innovative planning will pay dividends many years hence.

Should a separate administration element not be included in a water utilities organizational structure, the functions can be assimilated into the traditional elements of Operations, Engineering and Financial or simply as individual staff functions reporting to the organization manager.

Legal

Any and all organizational units have need for legal assistance to the policy and financial approving authority, as well as the organization manager and to various of his subordinates. Legal contracts, opinions and determination relative to local and various levels of governmental laws and regulations which are needed, can be secured by either retaining contracted counsel or by in-house staff, depending upon the size and complexity of the organization. This counsel must be independent of organizational hierarchy but responsive to the needs of the organization as a whole.

Innovations and productivity

The majority of this effort has centred around organizational issues and concepts, but once the reorganization has commenced whether it be partial or a complete regrouping, modern day innovations and

productivity improvements can produce significant cost avoidances in most organizations.

It is important to reiterate the fact that people are the key to the success or failure of any organization or reorganization. Great things can be accomplished through the efforts of a well guided and willing group of people. Therefore, before any of the following list is attempted, people affected must be properly motivated and results oriented.

With these thoughts in mind, some of the modern tools and techniques which should be investigated and considered are:

- * Time Lapse Photography, whereby a lengthy operation or activity, in a short time, can be observed by both the work group which performed the activity and their supervisors. As a result of this viewing, normally most of the needed activity improvements will evolve with only a minimal discussion.
- * Computer modelling of an operation where inordinant amounts of data need to be reviewed and the relationship observed as parts of the data are changed. This excellent tool is useful in simulating the effect of a capital improvement on the existing system prior to design.
- * Audit of operation of an organizational component is a technique to utilize the expertise of members of an organization to develop improvements in procedures, practices and communications which will result in a cost avoidance. This type of audit should be guided by a professional in this field.
- * Strategic Planning is a technique of forecasting future goals and objectives into needed actions for guidance of both future capital and operating budgets, as well as financial needs.
- * Job Specifications and Performance Evaluations are tools used to outline what expertise is required and how to weigh or evaluate the performance against some agreed upon criteria.

* Task Force Problem Solving is a technique to deploy a significant group of individuals with different areas of expertise to transverse across the traditional lines of authority and responsibility. In each case, a very definite and agreed upon problem statement, results definition and time table for completion of the project are basic ingredients.

* Video-Taped Word Processed Operations Manuals are an excellent tool to train newly hired personnel or familiarize existing personnel with a new process. They can be easily updated and corrected with experience and changing conditions or equipment. Here again, all information must be organized around the needs of your people and with their participation.

* The concept of utilizing individuals in the organizational hierarchy to act in their supervisors capacity during periods of their supervisors absence is an excellent training mechanism. The individual at each level of the organization is elevated to the next higher organizational level and given full guidance, responsibility and authority during the period of absence.

* Quality Circles Problem Solving Techniques utilizes an organized but not highly structured group, which all perform a common task, to review their work practices with the end result being an enhanced capability of the individual and/or a cost saving procedure. Implementation of the results and commensurate recognition are necessary for continuing results.

All of the foregoing neither raises all the issues nor answers all the questions. Instead, it should initiate thought processes and provide guidance to others in the water works field to meet the many challenges through the utilization of innovative thinking and their most important asset—people operating within an organized framework.

John H. Stacha, Président de l'American Water Works Association et directeur adjoint du Service des Eaux de la Cité de Dallas au Texas.

La plupart des usines de traitement d'eau aujourd'hui, qu'elles soient des entreprises publiques ou privées, fonctionnent bien. Cependant la modification originale de leur structure pourrait optimiser l'utilisation des ressources disponibles—en personnel, matériel, matériaux et finance—conduisant au meilleur produit techniquement possible pour un coût minimum à payer par les clients.

Il n'est ni simple ni facile de développer une organisation ou de modifier un organisation existante, mais cela est souvent nécessaire. Les principes sont très semblables; donc les considérations suivantes concernent surtout les difficultés liées aux réorganisations.

L'information fournie ici traitera surtout des similitudes dans l'organisation d'une usine de traitement d'eau publique, appartenant à une municipalité ou bien privée et appartenant à des investisseurs, et la façon dont elles sont gérées et contrôlées. Les différences portent surtout sur la méthode de financement et les responsables.

Les cadres supérieurs des services réagissent souvent à des crises internes et à des changements dans les conditions économiques et de l'environnement en décidant que les centres clefs de responsabilité doivent être redistribués de façon centralisée, bien répartis au

sein de l'organisation. Quant à la direction, elle cherche à renforcer l'autorité à la tête de l'organisation afin d'agir efficacement pour réduire les pertes et contrôler les coûts. Souvent aussi, les organisations penchent vers le sens opposé—la décentralisation—pour des raisons identiques.

Le pour et le contre de la centralisation et de la décentralisation ne constitue pas le sujet principal à traiter, mais la réorganisation de l'usine de traitement doit en tenir compte avant de pouvoir analyser les autres composantes. Par exemple, si les services, les départements, les employés se font mutuellement confiance et ont confiance dans la hiérarchie, il semblerait naturel de pencher vers une décentralisation. Par contre, lorsque l'unité de travail d'une organisation rencontre des difficultés particulières, une organisation plus centralisée peut s'imposer. Certes l'attitude envers le pouvoir joue un rôle important sur l'orientation d'un service vers la centralisation ou la décentralisation.

Généralement dans les usines de traitement d'eau il existe un bon climat de confiance entre employés et direction. Donc une réorganisation qui tend à la décentralisation est souvent préférable. Mais cette décision doit être prise à partir d'une analyse détaillée avant de commencer la réorganisation même. Il faut juger la valeur de tout le personnel d'après son travail et

les ressources dont il dispose. Avec la responsabilité et l'autorité correspondant aux ajustements ou changements nécessaires, cela peut produire les résultats recherchés.

La meilleure structure organisationnelle du monde ne vaut pas le papier sur laquelle elle est indiquée si elle ne peut compter sur le concours—du haut en bas—de ceux qui doivent la mettre en oeuvre. Evidemment il n'y a pas de structure organisationnelle passe-partout. On ne trouve pas souvent deux usines de traitement de l'eau qui aient les mêmes problèmes ou disposant de pratiques de gestion équivalentes. Mais il y a évidemment des analogies comme dans toutes les affaires travaillant sur un même produit.

Après avoir décidé un changement organisationnel, il faut procéder à une approche très systématique afin que ce changement soit orchestré sans à coups.

Voici quelques étapes qui seront utiles dans la réorganisation d'une usine de traitement d'eau:

- * Obtenir l'assistance de quelqu'un ayant fait ses preuves en aidant les services à faire et à mettre en oeuvre des regroupements.
- * Demander le concours de tout le personnel de l'organisation pouvant contribuer à faire fonctionner la structure nouvelle.
- * Obtenir le concours d'experts ayant une connaissance approfondie des problèmes, des possibilités, de la force et de la faiblesse de l'organisation.
- * Peser soigneusement les effets de diverses structures, centralisées ou décentralisées.
- * Evaluer le personnel clef et déterminer le meilleur rendement des emplois à leur confier dans différentes dispositions structurelles.
- * Déterminer qui pourrait convenir et où dans la nouvelle organisation et qui pourrait ne pas convenir du tout.
- * Si vous êtes un directeur général, chef d'entreprise, ou directeur d'une usine de traitement d'eau et si vous devez obtenir une approbation supérieure, vous préparerez, si possible par écrit, un résumé de notre analyse pour décider des changements. Il faut prouver pourquoi la nouvelle structure sera meilleure que la structure actuelle et être prêt à discuter d'autres options.
- * Une fois approuvé, le remaniement de l'organisation doit s'effectuer rapidement.

Une réorganisation mal ou médiocrement conçue peut sérieusement nuire à la productivité et à la réputation d'une usine de traitement d'eau ainsi qu'à la crédibilité de ses chefs. Il ne faut jamais oublier que restructurer signifie beaucoup plus que déplacer des cases sur un organigramme. L'élément essentiel d'un travail de réorganisation est le concours actif du personnel de l'usine.

Il faut se rendre compte que la réorganisation est un processus dynamique de gestion, une réévaluation à tous les niveaux. Il faut tendre vers une structure idéale pour les besoins particuliers de l'organisation.

Gardant tout cela présent à l'esprit en vue de développer le cadre d'une organisation d'usine de traitement de l'eau idéale desservant tous les besoins particuliers, on utilisera le Schéma I pour mettre en oeuvre le projet.

La plupart des usines de traitement d'eau, qu'elles soient publiques ou privées, gérées par un directeur général, un chef d'entreprise, un directeur ou un cadre doivent rendre compte de leur activité soit à des actionnaires, soit aux usagers. Généralement un conseil d'administration doit approuver au nom des actionnaires ou des usagers les décisions et les activités affectant la politique de l'usine et son financement.

Pour une usine municipale ou publique, ce conseil sera soit un conseil municipal soit un conseil d'administration soit une commission dument nommée. Dans le cas d'une entreprise privée, ce conseil sera généralement un conseil d'administration, ou des administrateurs élus.

Comme il existe beaucoup de variantes de ceci, elles ne seront pas discutées ici sauf pour noter que la première fonction de tout conseil d'administration est d'établir une politique, d'approuver son financement et d'assurer sa bonne gestion en la confiant à une personne responsable des décisions et activités de l'organisation de traitement d'eau concernée.

Au stade suivant d'une réorganisation type, il faut restructurer dans un cadre où des activités semblables sont groupées ensemble. Des règles claires et précises doivent être établies en matière de responsabilité et de comptabilité dans les délégations de pouvoir. La structure doit faciliter la réalisation des plans et des buts généraux de l'usine de traitement d'eau. La structure doit être dynamique et flexible afin de pouvoir s'adapter aux besoins changeants de l'organisation et des usagers, qui sont affectés par les changements des conditions sociales et économiques.

Rationalisation des unités principales

En se référant au Schéma I, la rationalisation des unités principales doit reposer sur la dimension et la complexité de l'organisation; généralement il y a trois unités organisationnelles au moins: Fonctionnement, Ingénierie et Finance, et parfois, en plus, Administration. Chaque unité doit rendre compte de ses activités à la direction de l'usine.

Fonctionnement

Les activités traditionnelles d'une usine de traitement d'eau consistent à distribuer l'eau de ressources superficielles, souterraines ou des deux, de la traiter, de la pomper, de la distribuer et de la mesurer, et aussi de s'occuper de l'entretien du matériel.

Une multitude de configurations des unités ou divisions opérationnelles existe, suivant la dimension et la complexité de chaque élément. Par exemple, lorsque plusieurs ressources d'eau sont utilisées et lorsqu'il y a des réservoirs de grande dimension, des barrages et des ouvrages de déversement, surtout lorsque les autres unités ou divisions se trouvent éloignées; dans un tel cas il serait utile d'avoir un service s'occupant de la Production et du Traitement. De même, lorsqu'il y a des sources multiples de distribution des zones de fonctionnement ou une configuration d'un système particulièrement complexe, il faut envisager non seulement une unité ou division séparée pour le Pompage, mais aussi toutes les aides de formation et de fonctionnement, telles qu'information télémesurée, commandes à distance et diverses formes d'assistance par ordinateur. Toutes les unités commandées ou assistées par ordinateur doivent toujours être programmées en se rappelant que l'élément humain existe aussi. Les machines doivent fournir leur réponse ou le produit sous une forme agréable qui plaise aux opérateurs. Un opérateur ne doit pas avoir à se conformer à des formats et à des réponses étrangers à ses besoins. Tous les systèmes doivent être programmés pour des êtres humains—simples à faire fonctionner et à comprendre. L'avenir prouvera la valeur d'agir ainsi.

Il faut souvent organiser une unité ou une division séparée qui s'occupe de la distribution, comprenant parfois le comptage, parfois le pompage, suivant la dimension et la complexité du système. La plupart des divisions de distribution doivent s'occuper du

fontionnement, de l'entretien et du contrôle des vannes ainsi que de l'entretien des installations actuelles du service des eaux. Lorsque le comptage est compris dans cette unité ou division, elle doit pouvoir poser et relever les compteurs, les réparer et effectuer tous les services associés. Certaines organisations estiment préférable de traiter le comptage dans une division ou unité séparée, surtout lorsque les réparations des compteurs se font sur place.

De nombreux livres ont été écrits sur l'entretien des installations et des services, centralisés ou décentralisés, effectué sur place ou par contrat d'agence ou une combinaison des deux. La vraie solution se trouve quelque part entre toutes les limites et techniques mentionnées ci-dessus. Il faut aussi qu'une organisation d'une usine de traitement de l'eau, suivant sa dimension et sa complexité, mesure soigneusement ce qu'elle doit faire, à quel rythme, avec quel niveau de précision et pour quel coût. Par exemple, un système qui se trouve géographiquement très dispersé à travers une grande région doit prendre en considération le temps des déplacements ou le temps de réponse acceptable pour réparer une fuite. Il peut être nécessaire d'avoir du personnel sur place pour l'entretien, ou disposer de moyens de première urgence que l'opérateur peut utiliser en attendant la réparation. Il faut envisager ces deux alternatives sur la base du coût et des rapports avec les usagers.

Que l'entretien se fasse par du personnel sur place ou d'une autre façon, est essentiel pour toute usine de traitement de l'eau d'avoir un entretien préventif à sa disposition. Il suffit de regarder les grosses réparations qui se répètent maintes et maintes fois pour se rendre compte rapidement que la prévention est beaucoup plus rentable qu'un service uniquement chargé des réparations.

Pour obtenir la situation ou le concept organisationnel idéal, il faut essayer de traiter ces besoins sur une base forfaitaire programmée *comprenant par exemple le remplacement d'une unité de pompage importance, d'un mélangeur ou d'un système transporteur.* Il faut centraliser autant que possible toutes les activités lourdes et complexes de l'atelier afin de profiter de personnel hautement qualifié, et d'obtenir une bonne adéquation homme-machine. Beaucoup de travaux d'entretien préventif—analyse des vibrations des unités de pompage par exemple—qui peuvent être programmés, ont intérêt à être conduits centralement, tout en réduisant simultanément les travaux de démontage, de réalignement et activités associées qui pourraient être limités à une fois tous les deux ou trois ans.

La direction du service entretien doit être dynamique, se modifiant au fur et à mesure que le système et l'organisation grandissent ou changent. Une même technique organisationnelle ne peut servir d'année en année.

Une large littérature a été consacrée également aux aspects d'approvisionnement le problème étant, dans tous les cas, que les matériaux soient disponibles sur demande, là où il faut, en quantité et selon la qualité requises. Lorsqu'une organisation donnée grandit ou change, il faut trouver des emplacements de stockage satellites pour accélérer la disponibilité et les livraisons. Une commande sur ordinateur et une comptabilité automatisée fourniront à un service public donné une économie représentant plus que le coût de l'ordinateur rien qu'en réduction de matériaux perdus, de commandes répétées, de quantités non disponibles au moment opportun. La plus petite organisation peut réaliser des économies considérables en appliquant la technologie disponible depuis l'invention des micro-ordinateurs.

Enfin certaines organisations doivent fournir et

maintenir leurs automobiles et matériel pour les réparations comme une unité ou division organisationnelle. D'autres passent des contrats avec des sociétés spécialisées, ou utilisent les services d'un autre service municipal. Quelle que soit la technique employée, elle doit pouvoir supporter l'épreuve d'un contrôle coût-efficacité. Est-ce que l'organisation fournit les services suffisamment rapidement, avec un minimum de temps d'arrêt des équipes, et est-ce que le coût est moindre qu'avec d'autres sources disponibles?

Généralement les directeurs d'usines de traitement d'eau municipales ou publiques estiment que leurs homologues dans les services privés ou appartenant à des investisseurs ont plus de liberté de choix organisationnel. Ceci est souvent vrai lorsque les besoins de la politique dictent des procédures plus astreignantes et plus de contrôles des fonds publics.

Ingénierie

Les activités techniques d'une organisation d'usine de traitement de l'eau sont traditionnellement centrées sur la conception, la programmation et la réalisation d'un système donné et des services correspondants. Dans certains cas, un groupe de techniciens sont employés sur place.

Comme pour la plupart des configurations opérationnelles, le travail des unités ou divisions techniques se fait au mieux pour l'organisation si des directives nettes et concises sur les responsabilités et le financement sont suivies strictement. Par exemple, une analyse soignée de tous les projets et améliorations proposés doit être conduite systématiquement par le concepteur, l'opérateur et la partie s'occupant de la construction dans l'organisation avant de terminer la conception, ceci pour éliminer bien des erreurs prédéterminées de conception. La conception, les spécifications et les documents contractuels sont rédigés sur place ou traités par des entreprises d'ingénieurs-conseils ou une organisation municipale associée, comme pour nombre des services publics.

L'analyse, la coordination et la gestion d'un Programme d'Améliorations systématiques doivent être développées suivant un programme à un, trois, cinq et dix ans. Ce système, incorporé dans un système de comptabilité, peut facilement être programmé sur ordinateur avec mise à jour automatique et le coût du projet modifié avec les changements des dates pour la réalisation, liés aux contraintes financières ou autres. Ce programme permettra d'ajuster le plan de financement.

Ici, suivant la complexité et la dimension d'une organisation, le planning peut faire partie d'une division ingénierie ou constituer une unité ou division séparée. En tout cas, il faut que le système soit dynamique.

La plupart des activités de travaux neufs sont divisées en deux ou trois unités séparées. Généralement des équipes de travaux neufs faisant partie du personnel de l'usine sont nécessaires; elles peuvent faire partie du service distribution ou constituer une unité séparée développée autour du concept de l'exécution de développements mineurs de système, d'installation de services nouveaux, de modifications du système venant d'améliorations faites aux routes et au drainage; en cas d'urgence ces équipes peuvent effectuer des travaux d'entretien ou de réparation. L'autre type d'unité ou division de travaux neufs est généralement constituée par des entrepreneurs privés sous contrôle du personnel de l'usine ou d'un service d'ingénieurs-conseils sous contrat. La méthode idéale serait certes une configuration incluant ces deux méthodes. Pour les constructions non répétitives—installations de traitement plutôt que prolongement du réseau—il est préférable de disposer d'ingénieurs conseils qualifiés indépendants.

Les activités de recherche, surtout dans le domaine du traitement, doivent être rattachées au service technique pour appui et aide; toutefois ce travail peut facilement être fait, si les fonds existent, par une organisation s'occupant du traitement de l'eau. L'avantage de disposer de deux unités vient surtout des aspects allocation de ressources. Généralement c'est la recherche qui souffre à cet égard, le fonctionnement étant généralement prioritaire. Les projets devraient être subdivisés en ceux destinés à améliorer la méthodologie et ceux pour améliorer le produit final pour une diminution du prix pour le consommateur. Tous les travaux de recherche devraient être coordonnés par une organisation qui centralise la technologie, telle que l'American Water Works Association Research Foundation, afin d'éliminer des travaux de recherche déjà effectués ailleurs dans le monde. Le transfert de technologie est la clef d'une bonne recherche, car on doit apprendre d'après les essais des autres.

Financement

Bien que l'idéal pour une organisation de traitement d'eau soit d'être totalement autonome, ceci n'est généralement pas le cas. Le conseil d'administration ou l'organisme de contrôle exerce évidemment une influence. Mais tous les services publics devraient fonctionner sans aide financière extérieure, et sans contribution aux revenus d'autres fonctions gouvernementales.

Les activités financières affectent évidemment toute l'organisation, cependant une comptabilité générale incluant la paye, ainsi que l'audit interne est généralement essentiel et nécessaire pour toutes les usines d'eau.

Les services aux usagers, entre autres la lecture des compteurs, la facturation, les versements, les recouvrements et les communications nécessaires entre services et usagers, que les comptes soient des comptes individuels ou de collectivités, demandent un effort considérable de la part du management. Les activités de la direction affectent la majorité des rapports, réels ou présumés, existant entre l'utilisateur et le service. Ici encore, suivant la dimension et la complexité de l'organisation, l'aide d'ordinateurs est requise et nécessaire pour traiter, noter et analyser les données recueillies normalement. Une formation des employés de cette unité leur permettant de faire face à des pointes est particulièrement importante, puisqu'ils ont affaire à des personnes, les plus difficiles à manier mais aussi les plus dignes d'efforts si elles sont bien traitées.

Dans certaines organisations, le traitement des données se fait soit par un sous-traitant extérieur à l'organisation, soit, avec les usines d'eau plus importantes du secteur public, par un autre département. Souvent la facturation, le traitement des données, la paye etc. se font dans la compagnie même. Dans tous les cas le système doit répondre aux besoins de l'utilisateur à un prix correspondant bien, à ce qu'il en retire le service. Dans une bonne organisation, le traitement des données commerciales est distinct des aspects ingénierie et exploitation, surtout à cause de la très grande différence des besoins y afférents. Les traitements et les calculs rapides liés à cette fonction ne sont pas utiles concernant le traitement, le pompage, et le contrôle du système de distribution; les besoins de l'analyste et du programmeur sont assez différents puisqu'une expertise dans le domaine financier ou opérationnel est rarement nécessaire.

Sans coordination étroite entre un service de contrôle de gestion et le service Ingénierie, un plan financier adéquat et fiable ne serait pas possible. L'arrangement idéal serait d'analyser et de planifier systématiquement les besoins liés au fonctionnement et à l'investissement

et d'incorporer cette information dans un plan financier dynamique. Le résultat permettrait de déterminer les besoins prévisionnels à un, trois et cinq ans. Il serait possible alors d'établir un budget, recettes dépenses, de gérer le cashflow, de faire les investissements nécessaires et de déterminer la rentabilité. Une analyse détaillée par cette unité ou ce groupe du coût du service par catégorie d'utilisateur, soit dans l'organisation même, soit par un conseiller qualifié, devrait être faite tous les ans pour que les prix puissent être modifiés afin de fournir le niveau de service requis. Cette détermination est faite au mieux au moment de l'approbation des budgets annuels pour le fonctionnement et l'investissement.

Administration

Suivant la dimension, la complexité et le type de management de l'organisation, une unité organisationnelle séparée peut être nécessaire pour gérer et contrôler centralement les travaux administratifs en matière de personnel, de formation, de sécurité, et de relations publiques.

Il faut rattacher à cette unité administrative la fonction contrôle des achats ainsi que celle de planification stratégique au sein de l'organisation, pour pouvoir décider de la programmation des investissements. Ces activités devront être séparées pour ne pas affecter les détails de la programmation individuels et pour ne pas nuire aux efforts individuels. Le planning stratégique doit toujours se faire pour des postes à réaliser en trois, dix ou vingt ans afin de diriger les organisations d'usines d'eau dans une voie à long terme. Ce genre d'activité convient admirablement à la structure type task force où toutes les lignes d'autorité et de responsabilité traditionnelles sont regroupées transversalement et les usagers éventuellement engagés dans le processus. Ce mode de gestion est important pour les années à venir.

Si une fonction administrative séparée n'est pas incluse dans la structure d'une usine d'eau, elle peut être prise en charge par les éléments traditionnels de Fonctionnement, Ingénierie et Finance ou simplement comme une fonction individuelle rattachée directement à la Direction.

Juridique

Toutes les unités organisationnelles nécessitent un appui juridique concernant l'approbation, par les autorités de la politique et du financement, et de même en direction et certains de ses cadres. Les contrats légaux, les avis et les décisions sur les lois et règlements nationaux ou locaux, à divers niveaux, qui sont nécessaires peuvent être obtenus, soit en consultant du personnel sur place, soit des experts sous contrat, suivant la dimension et la complexité de l'organisation. Ces conseils doivent être indépendants de la hiérarchie organisationnelle mais tenir compte des besoins de l'organisation dans son ensemble.

Innovation et productivité

La plus grande partie de cet effort a été dirigé vers les aspects organisationnels. Mais une fois la réorganisation engagée qu'elle soit partielle ou totale, les innovations de l'époque actuelle, et les améliorations de productivité peuvent permettre des économies considérables pour la plupart des organisations.

Il est important de répéter encore une fois que les personnes sont les clefs du succès ou de l'échec de toute organisation ou réorganisation. Beaucoup de choses peuvent être faites grâce aux efforts d'un groupe de personnes bien conseillées et bien motivées. Donc, avant d'aborder la liste ci-dessous, les personnes

intéressées doivent être bien préparées et les résultats orientés.

Ceci étant, parmi les outils et techniques modernes à étudier et à considérer, citons:

- * Photographie accélérée, où une opération ou une activité d'une certaine durée peut être observée en peu de temps par le groupe de travail chargé de celle-ci et par ses responsables. Ainsi, la plupart des changements seront apportés avec un minimum de discussion.
- * Simulation sur ordinateur d'une opération lorsqu'il faut revoir un très grand nombre de données et voir les rapports entre elles lorsque certaines données sont changées.
Ceci concerne notamment le choix d'un investissement quant à son incidence sur le système existant.
- * Vérifier le fonctionnement d'une partie de l'organisation, pour utiliser l'expertise des membres d'une organisation afin de développer des procédures, des pratiques et des communications améliorées qui réduiront les coûts. Ce genre de vérification doit être dirigée par un professionnel en ce domaine.
- * La planification stratégique est une technique pour définir les buts et objectifs, afin de définir les budgets d'investissement et de fonctionnement ainsi que les besoins financiers.
- * Définition de fonction, et évaluation des performances sont des outils utilisés pour savoir quelle expertise est requise et comment évaluer les performances par rapport à des critères convenus.
- * Résolution d'un problème par une Task Force est une technique pour utiliser un groupe significatif des

connaissances diverses, intervenant transversalement au sein de la structure. Il faut toujours bien définir le problème à considérer, définir les résultats et le temps accordé pour terminer le projet.

- * Les Manuels de Fonctionnement sur vidéo-bande pour former le personnel récemment embauché ou à familiariser le personnel existant avec un procédé nouveau. Ils peuvent être mis à jour et corrigés suivant l'expérience et les conditions ou matériel disponibles. Ici encore, toute information doit être centrée sur les besoins de votre personnel et sur sa participation.
- * Une très bonne formation est possible en utilisant des responsables pouvant agir comme animateurs en l'absence de l'animateur attitré. A chaque niveau de l'organisation, chacun est promu au rang suivant et reçoit toutes les directives, assumant la responsabilité et l'autorité à cet effet, pendant les absences de son supérieur immédiat.
- * Les Techniques de résolution de problème par des cercles de qualité utilisent des groupes organisés mais peu structurés qui exécutent une tâche commune: revoir leurs méthodes de travail afin d'arriver à un développement des postes pour l'individu et/ou des économies de coûts. La mise en oeuvre des résultats obtenus et une reconnaissance de leur valeur sont nécessaires pour valider les résultats.

Ce qui a été dit ici n'est nullement exhaustif. Mais cela devrait initier des réflexions et donner des indications à d'autres travaillant pour des usines de traitement de l'eau, leur permettant de faire face aux nombreux défis en utilisant une vision innovatrice et basé sur l'atout le plus important—le personnel travaillant au sein d'une bonne organisation.

Jacques Coustillas and Guy Arrestat, Compagnie Générale des Eaux, 52, rue d'Anjou, 75008 Paris, France.

1. Introduction

A "water supply service" is a very general concept, embracing as it does organizations capable of producing and distributing water in quantities ranging from a few hundred to several million cubic metres daily. What is more, the concept varies according to the country we happen to be considering. Organizing a water supply service is therefore a specific operation involving numerous parameters whose significance and extent vary widely in every case. A water supply service may be looked upon as an industrial and commercial enterprise providing a public utility.

Such an enterprise must be capable of constant adaptation in order to ensure the unfailing public supply of water as much to conurbations as to the most out-of-the-way rural areas. It must also, without qualification, meet all the guarantees required to supply the consumer with a product of constant quality and must adapt itself to all the outside constraints necessary to substantiate these guarantees. In view of these imperatives, the enterprise must be appropriately organized—technically and administratively—and must be given the management and supervisory resources necessary to ensure a balanced performance. This calls for constant attention to efficiency, continuous analysis of the various relevant technologies and adaptation to the latter.

The constraints imposed on the enterprise are extremely variable. They are determined especially by geographical location, as the overall environment differs totally from one country to the next and more particularly between the developed and developing

countries. It remains true, however, that the general technological picture is the same in all countries.

In every instance a water supply service has to cope with all the stages of an identical technical cycle comprising the following main elements:

- First comes the task of water catchment. This is the initial stage in making the product available either by direct extraction from the natural environment or after suitable preparatory works. The point must be made that it is vital and indispensable to determine at this stage the norms governing the quantities of water to be drawn off.
- The next stage covers the abstraction of the water and its treatment. The design of these facilities depends on many variables governed by technical and economic factors.
- Lastly, there is the distribution system and relations with consumers.

On to this framework are grafted all the functional elements which characterize each undertaking. This covers the whole range of technical activities and new works undertaken to maintain equipment and mains networks as well as the planning, administrative and financial management structures. A particular function of financial management is to study tariff policy. A water supply service is a dynamic entity. Changes are necessary in order to increase efficiency and reliability.

Such an organization brings together specialist abilities relating to many disciplines in such a way that each in its own field can be brought to bear with optimum effect.

The battle surrounding the question of water has been energetically conducted for a quarter of a century and has generated plentiful fallout, especially in the developed countries.

Our present purpose is not, therefore, to examine in detail the whole range of possibilities and innovations but simply to present a number of significant cases relating to existing structures and recent achievements of a practical character. Placing them in the various settings where they may be encountered, we shall address ourselves basically to a number of problems connected with the distribution of water and related fields. It is, of course, obvious that the organization of a water supply service is directly linked to the size of the undertaking and to its location, with the result that every service has its own original character and must be considered in this light.

Given this situation, we concluded that it would be interesting to turn our attention to the following points:

- The management of change
- Centralization and decentralization
- Technological advances and other repercussions.

2. Adaptation of the enterprise to its surroundings and the management of change

While it is certainly useful to take note of the latest innovations and advances making use of the most sophisticated techniques, it is also worthwhile remembering that the organization of a water supply service should have regard to the constraints inherent in its location.

It is essential that every organization should be the outcome of a logical choice governed by the situation of the water supply service. It should not be lost sight of that the first quality required of a service is simplicity. It follows that, to be effective, any change must be flexible and based on the economic and social circumstances applicable to its context. To support this observation which, as experience shows, is very often disregarded or forgotten, we consider it useful to set out certain fundamental ideas which predominate in the management of change. Take, for example, the case of developing countries where we often see that priority is given to technology when it comes to water distribution. Local authorities and their advisers give the first priority to the engineering facilities to be provided, i.e. the catchment, pumping, treatment and distribution of the water, while the administrative and financial organization is neglected or forgotten.

The position is, however, that the work involved in providing these facilities requires large investments which are very often beyond the budget which can be allocated to this purpose by the countries or communities who have to finance them. Recourse to foreign aid is essential in these circumstances, but such assistance is now more and more often being tied to conditions. The lending organization, be it national or international, will frequently grant a credit only after examining a viability study in which finance takes precedence over technology. Far more than the drawings and specifications, it is the ability of the borrower to make repayments which will determine the decision of the lender. To assess this, the lender will first wish to establish that the service can be operated in a satisfactory manner. His judgement will be guided by two basic criteria: professional competence and financial stability.

Professional competence implies that the local personnel should be capable of assuming virtually all the management duties without permanent recourse to the services of the consultant, which would entail

considerable expense and would be at odds with the wishes of the governments of these countries, whose prime concern is to set up direct high-quality staffing. This requires that nationals should be given *training* by the consultant and that restricted and small-scale assistance should be given within the scope of a number of brief missions.

It is also essential to check that the financial performance is satisfactory as well as the short or medium-term forecasts. It is a vital prerequisite for any borrowing organization that it should be able to service its debt from its revenue. Even when it is the State and not the water distribution service which is called upon to shoulder the loan, this organization must be able to pay off normally the investments financed by foreign loans in order to secure the renewal of facilities essential to its proper functioning and continuity.

This financial stability can be won only at the price of solid and reliable organization in both the administrative and accounting fields.

There can be no standard organization suitable for all countries. It must be stressed that *simplicity* has to be the number one aim. While it is true that this consideration should not cause modern methods like computerization to be discarded, their use must be held in check so that they cannot acquire an excessive importance out of proportion to the size of the water supply service. A middle course must therefore be found between traditional operation and automation.

Furthermore, account management must be rigorous with regard to both invoicing and the following up of unpaid bills. The accounts department must shoulder its full responsibility in keeping a strict check on results.

Before turning to technical facilities, it seems to us necessary to draw up clearly the methods of management so as to provide the service with the foundation essential to its proper, balanced operation. Setting up efficient administrative and accounting structures will make it easier to secure international credits by presenting the resources which will enable the service to honour its obligations. It is along these lines that change should be managed.

3. Centralization and decentralization

In the early days, one of the features common to all water supply services was their decentralized character. In France, as in other countries, the responsibility for the public drinking water supply is mostly in the hands of the local authorities. This situation has the advantage of bringing the technical management close to the product and the administrative management close to the customer. With the creation of new structures—and they are many and varied—this theoretical decentralization has often found itself embedded in a different matrix. As soon as this happened, the need was felt for a more suitable organization capable of preserving the flexibility of the system.

By way of example we shall consider the situation and the consequences which can arise in a service supplying a large number of customers when excessive centralization takes place at management level.

It is usually found that customer relations are managed by a central computer system. This performs its functions satisfactorily, taking note of actual and predicted consumption data and invoicing the sums owed.

On the ground, however, the organization often remains what it has been for many years past. Direct contact between the local services and the customers is maintained and information continues to pass through the usual traditional channels.

In the first place, the shortcomings of this organization make themselves felt at customer level. For a long time the customer has been accustomed to a

fairly sluggish and hence rather slow organization. He has had similar experiences with other public utilities and government departments. He has accepted, rightly no doubt, that the increasing size of the companies concerned and the—inevitable—installation of a central computer results in the creation of an 'inhuman' organization in which the individual is dominated by the machine.

The customer's reactions have, however, changed since taking note of the recent development of some businesses.

He has difficulty in understanding and no longer accepts a situation in which those he meets or speaks to on the telephone do not have permanently to hand all the technical, administrative and accounting details which concern him and are unable to supply him with information on the spot or to react immediately to his remarks or wishes.

The customer is unable to comprehend why it should take so long to register a change of responsible consumer, to deal with a complaint or make the necessary accounting corrections.

He is unhappy when information supplied by him is not acted on at once and passed on to all those concerned. Later, he is also displeased when this results in misunderstandings and dislocations between the customer service and the local technical services leading sometimes to untimely actions at customer level, e.g. to the changing of meters or the cutting off of service pipes at the wrong time.

The customer does not relish receiving roteed letters completed by hand or standard letters lacking the personal touch. He has grown accustomed to receiving through the post publicity material written to him personally.

As a result, the image of the service at administrative level is one of an organization which has not kept abreast of technical development and fails to give the consumer the service he has a right to expect.

Furthermore, this organization embodies a number of shortcomings. The advent of the computer has led to the increased specialization of staff and to the compartmentalization of the work involved.

The situation in the administrative departments is like that in industrial workshops with a production line. The repetitive nature of the work is increasingly unacceptable to the staff, especially to the young who would like to feel more motivated by the tasks entrusted to them.

The way in which working time is organized has also undergone changes, and there is much more to come. For example, the introduction of flexible working hours has reduced the period during which all the staff are present. The decrease in working hours and part-time working also have implications for departmental organization.

These changes aimed at improving the working conditions of the staff necessitate a rethink and a restriction of jobs within the organization.

These two phenomena—the objection to compartmentalized work and the flexible approach to working hours—tend in the same direction and are leading those responsible for the water supply service to consider a different kind of organization making extensive use of data processing techniques so as to make every job as autonomous as possible.

All this will bring about decentralization at local departmental level, with an inevitable reallocation of duties. It will also provide the means of giving the customer the quality of service which he expects.

The transformation linked to technological development and to changes in the social climate appears vital. Although it calls for large investments, it forms one of the essential features of a modern, new-look water supply service.

4. Technological advances and their repercussions

We have presented a water supply service as a dynamic entity, and it must indeed adapt itself to technological advances in order to maintain and improve its efficiency.

One area in which such development seems typical is that concerned with the care and maintenance of water treatment plant. As an illustration, we shall consider the development of a centralized maintenance department.

The creation of this department goes back fifteen years. At that time the decision was taken to centralize major maintenance operations within a single department.

Thanks to this organization it is now possible:

- to perform on the basis of an annual programme the preventive maintenance necessary to ensure that the operating equipment is kept in perfect working order, and
- to respond to calls for assistance from operators following plant failures.

The setting up of a centralized maintenance department is particularly attractive in the context of a public utility such as the water supply. By gathering together the available human and material resources, such a department is able to provide extensive and rapid assistance at all times. Thanks to this facility it is always possible to react in the optimum manner to problems affecting plant operation, especially in the areas of water treatment and distribution.

Taking the particular department in question, maintenance activity can be assessed as follows:

Number of equipment items in service	20,000
First priority equipment items maintained by the department	500
Other equipment items subject to preventive maintenance	3,000
Number of operations performed by the maintenance teams	1,200/year
Proportion of preventive maintenance jobs	40 to 50%

With regard to the administration, purchasing and stores units, whose work is chiefly concerned with managing the stock of essential parts, i.e.:

- Recording of incoming stock items,
- Recording of outgoing stock items,
- Initiating purchase orders for stock, and
- Checking and settling of invoices for stock items,

the following figures may be mentioned:

Number of approved suppliers	1,000
Number of parts held in stock	9,000
Number of parts from stock	30,000/year
Number of 'stock' orders handled	2,000/year
Number of other orders and expenses handled	3,000/year

The department has been able to fulfil the task given to it thanks to a very rigorous organization of the data circuits based on a large number of manual files.

During recent years, a number of difficulties have nonetheless arisen due to the rapid increase in the technicality of the treatment plants.

The methods of treating water for the public supply have undergone notable improvements during the last ten years due especially to the pressures imposed by the increasing pollution of the raw water. The complexity of the plants has consequently grown rapidly, and a large number of new equipment items have appeared.

As items of equipment multiply, diversify and become more specialized, their maintenance cannot fail to give

rise to very severe organizational problems liable to have an adverse effect on the efficiency of the service to be provided unless they are solved with the utmost despatch.

In this context particular importance attaches to the ability:

- to increase the proportion of 'planned' operations in order to cut down the number of 'emergencies',
- to obtain as quickly as possible the technical data necessary to prepare operations,
- to increase the standards of the operation with respect to overhaul schedules, lists of necessary spares, reservation of tools, etc.,
- to provide effective means of storing the experience acquired over the years without relying too much for this purpose on the memory of the maintenance personnel,
- to draw conclusions from the monitoring of equipment and operating malfunctions so as to improve the selection of future equipment items.

An improvement of the means applied to the operations of procurement and stores management is also called for. The growing number of routine tasks must not be allowed to stand in the way of the actions needed to adapt the service as well as may be to the changing situation. This is specially true of the updating of the various manual files, which may in the long run take up more time than the utilization of the actual data.

All the above considerations led to the idea of installing automated data processing equipment

capable of covering the physical status of stocks, commercial operations and equipment maintenance. This is in fact the only solution capable of guaranteeing the efficient performance of all the functions necessary to the operational reliability of the plant.

Looking at the picture as a whole, the main functions which can be performed using this new system are as follows:

- Stock management
 - Purchases for stock
 - Outgoing stock items
 - Management of other purchases
 - Provisional budget management
 - Maintenance management
- (See appendix for configuration — Page 15)

This change, representing an investment of some 2.5m F will inevitably lead to an improvement in the efficiency and quality of the service.

Conclusion

By citing a few specific cases we have tried to consider a very small fraction of the problems facing organizations concerned with water supply. Water supply remains a complex and developing subject and, like any other industry, it requires technical, financial and human resources. The success of the organization depends on the harmony, balance and constant reviewing of these three factors.

Jacques Coustillas et Guy Arrestat, Compagnie Générale des Eaux, 52 Rue d'Anjou, 75008 Paris, France.

1. Introduction

La notion "Service des Eaux" est très générale. Elle englobe en effet des organisations capables d'assurer la production et la distribution d'eau, allant de quelques centaines à plusieurs millions de mètres cubes par jour. Par ailleurs, cette notion diffère en fonction des pays considérés. Organiser un service des eaux est par conséquent une opération spécifique, comportant de multiples paramètres qui, dans tous les cas, ont une importance et des dimensions très variables. Un service des eaux peut donc être considéré comme une entreprise industrielle et commerciale assurant un Service Public.

Cette entreprise doit s'adapter en permanence pour assurer, sans défaillance, la distribution publique de l'eau, aussi bien dans les agglomérations urbaines que dans les zones rurales les plus reculées. Elle doit de plus offrir, sans la moindre restriction, toutes les garanties requises pour fournir au consommateur un produit de qualité constante et se plier à toutes les contraintes extérieures nécessaires à l'obtention d'une telle garantie. Ces impératifs étant pris en considération, l'entreprise doit s'organiser, techniquement, administrativement, et disposer de moyens de gestion et de contrôle lui permettant d'assurer l'équilibre de ses résultats. Ceci implique donc un souci permanent d'efficacité ainsi qu'une analyse constante des diverses technologies et une adaptation à celles-ci.

Les contraintes auxquelles l'entreprise est soumise sont extrêmement variables. Elles dépendent en particulier de sa situation géographique, en effet, l'environnement général est totalement différent d'un pays à l'autre, et plus précisément entre ceux développés et ceux en développement. Cependant, pour chacun d'eux, le schéma général est identique.

Dans tous les cas, un service des eaux se trouve confronté à toutes les phases d'un cycle technique identique comportant les principales étapes suivantes :

- tout d'abord, le captage: c'est la phase initiale de mise à disposition du produit, soit par extraction directe du milieu naturel, soit après aménagement approprié. Précisons qu'à ce stade il est cependant essentiel et indispensable de fixer des normes de prélèvement ;
- ensuite, l'adduction et le traitement: la conception de ces ensembles comporte de multiples variantes qui résultent de considérations techniques et économiques;
- enfin, la distribution et les relations avec les utilisateurs.

Sur cette ossature se greffent tous les éléments fonctionnels qui caractérisent chaque entreprise. A savoir l'ensemble des fonctions techniques, des travaux neufs à la maintenance des installations et réseaux ; les structures de planification et de gestion administrative et financière, ces dernières ayant en particulier la charge des études de tarification. Un Service des Eaux est une réalité mouvante. Les changements sont nécessaires pour accroître l'efficacité et la fiabilité.

Son organisation regroupe des compétences relevant de nombreuses disciplines. Il est ainsi possible à chacun de s'exprimer au mieux, en fonction de sa qualification.

Depuis un quart de siècle, la bataille de l'eau s'est engagée avec netteté, les retombées sont nombreuses, ceci principalement dans les pays développés.

Notre propos n'est donc pas présentement d'examiner en détail toutes les possibilités et innovations, mais simplement de présenter quelques cas significatifs correspondant à une structure en place ou à une réalisation pratique récente. Nous nous attacherons essentiellement, en les plaçant dans les divers milieux où ils peuvent être rencontrés, à quelques

problèmes liés à la distribution d'eau et à ses annexes. Il est bien évident que l'organisation d'un service d'eau est directement liée aux dimensions de l'entreprise et à sa situation, chaque service a donc son originalité propre et doit être considéré comme tel.

Dans ces conditions, il nous a paru intéressant d'aborder les points suivants:

- conduite du changement
- centralisation—décentralisation
- évolution technologique et ses répercussions

2. Adaptation de l'entreprise au milieu et conduite de changement

Certes, il est utile de faire état des innovations ou progrès les plus récents faisant appel aux techniques les plus sophistiquées, mais il paraît également souhaitable de rappeler que l'organisation d'un service des eaux doit tenir compte des exigences inhérentes à sa localisation.

Il est essentiel que toute organisation découle d'un choix raisonné, adapté à la situation du Service des Eaux. Il ne faut pas perdre de vue que la qualité première d'un service est la simplicité. Pour être efficace, tout changement doit donc être modulé et s'appuyer sur les données économiques et sociales du cadre dans lequel il se situe. Pour étayer cette remarque qui, comme l'expérience le prouve, se trouve bien souvent ignorée ou oubliée, il nous a paru intéressant d'exposer certaines idées de base qui prévalent dans la conduite du changement. A titre d'exemple, nous prendrons le cas des pays en développement où bien souvent il est commun de constater qu'en matière de distribution d'eau, la prépondérance est donnée à la technique. La priorité première des autorités locales et de leurs conseillers se porte sur les ouvrages à réaliser: captage de l'eau, pompage, traitement, distribution, alors que l'organisation administrative et comptable est négligée ou oubliée.

Or, les travaux que nécessitent ces diverses réalisations, exigent des investissements importants qui excèdent très souvent le budget que peuvent y consacrer les pays ou collectivités qui doivent les financer. Le recours à l'aide étrangère s'avère alors indispensable, mais celle-ci est de moins en moins accordée sans conditions. L'organisme prêteur, qu'il soit national ou international, n'acceptera souvent de consentir un crédit qu'après étude d'un dossier où la technique s'effacera devant la finance. Beaucoup plus que les plans et les devis, ce seront les capacités de remboursement de l'emprunteur qui conditionneront la décision du prêteur. Pour l'apprécier celui-ci tiendra à contrôler d'abord que le fonctionnement du Service pourra être assuré dans des conditions satisfaisantes. Son jugement se fondera sur deux critères essentiels: la compétence professionnelle et l'équilibre financier.

La *compétence professionnelle* suppose que le personnel local soit à même d'assumer la quasi-totalité des responsabilités de gestion, sans avoir recours, en permanence, aux services du conseiller, ce qui entraînerait des dépenses non négligeables et ne correspondrait pas aux souhaits des gouvernements de ces pays dont le souci principal est de réaliser directement un encadrement de qualité. Cela exige donc qu'une *formation* soit assurée par le conseiller au profit des nationaux, quelques missions ponctuelles devant se circonscrire à une aide réduite et limitée.

Il est en outre indispensable de contrôler que les résultats financiers sont satisfaisants, ainsi que les prévisions à court ou moyen terme. C'est une condition essentielle pour tout organisme emprunteur de pouvoir faire face au service de sa dette grâce à ses recettes. Même si l'on admet que c'est l'Etat—et non le Service chargé de la distribution de l'eau—qui doit supporter la

charge de l'emprunt, cet organisme doit être en mesure de procéder à l'amortissement normal des investissements financés par les prêts extérieurs, afin d'en permettre le renouvellement indispensable à son fonctionnement régulier et à sa continuité.

Cet équilibre financier ne peut être obtenu qu'au prix d'une organisation solide et fiable, aussi bien dans le domaine administratif que comptable.

Il ne peut exister une organisation type convenant à tous les pays. Il faut rappeler que la *simplicité* doit être l'objectif prioritaire. Il n'en reste pas moins, cependant, que les méthodes modernes, telle l'informatique, ne doivent pas pour autant être écartées. Mais leur rôle devra être mesuré pour éviter la tentation de leur donner une importance trop grande, que ne justifierait pas les dimensions du Service. Le juste milieu devra donc être trouvé entre le travail traditionnel et l'automatisation.

En outre, la gestion des abonnés devra être rigoureuse, aussi bien pour la facturation que pour le suivi des impayés, la comptabilité devra assumer pleinement son rôle pour permettre un strict contrôle des résultats.

Préalablement aux interventions techniques, il paraît nécessaire que les conditions de gestion soient clairement définies afin d'assurer au Service des assises propres à un fonctionnement correct et équilibré. La mise en place de structures administratives et comptables efficaces, facilitera ainsi l'obtention de crédits internationaux, en faisant apparaître les moyens dont disposera le Service pour honorer ses engagements. Le changement doit être conduit dans ce sens.

3. Centralisation et décentralisation

A l'origine une des caractéristiques communes à tous les services des eaux était la décentralisation. En France comme à l'étranger, la responsabilité du service public de l'eau potable est, dans le plupart des cas, confiée aux communes. Cette solution présente l'avantage de permettre d'assurer une gestion technique près du produit et une gestion administrative près du client. Cependant, du fait de la création de nouvelles structures, elles sont multiples et variées, cette décentralisation théorique s'est trouvée bien souvent insérée dans un ensemble différent. Dès ce moment, l'élaboration d'une autre organisation mieux adaptée s'est avérée indispensable pour permettre de conserver la souplesse du système.

A titre d'exemple, nous examinerons la situation et les conséquences qui peuvent intervenir dans un grand service d'abonnés lors d'une centralisation excessive au niveau de la gestion.

Le plus souvent, on constate qu'un système informatique centralisé assure la gestion des abonnés. Il fonctionne dans des conditions satisfaisantes prenant en charge les consommations réelles et les estimations ainsi que la facturation des diverses redevances.

Cependant sur le terrain, l'organisation reste fréquemment ce qu'elle était depuis de nombreuses années: le contact direct entre les services locaux et les abonnés est maintenu, les informations sont transmises par les voies classiques habituelles.

En premier lieu, les inconvénients de cette organisation apparaissent au niveau de l'abonné. Depuis fort longtemps, il était habitué à une organisation relativement lourde, et par conséquent assez lente, il la retrouvait dans d'autres services publics ou certaines administrations. Il admettait, à juste titre sans doute, que l'accroissement de la dimension des Sociétés et l'installation inévitable d'un ordinateur central aboutisse à la création d'une organisation "inhumaine" où l'individu était dominé par la machine.

La réaction de l'abonné n'est plus la même depuis

qu'il a constaté l'évolution récente de certaines entreprises:

- il comprend difficilement et surtout n'admet plus que tous les interlocuteurs qu'il rencontre ou à qui il téléphone, ne disposent pas en permanence de toutes les informations techniques, administratives ou comptables le concernant, qu'ils ne puissent le renseigner aussitôt et tenir immédiatement de ses observations ou des ses desiderata;
- il ne s'explique pas pourquoi des délais aussi longs sont nécessaires pour enregistrer un changement de titulaire d'abonnement, pour traiter une réclamation, pour établir les redressements de compte correspondants;
- il est mécontent lorsqu'une information de sa part n'est pas prise en compte immédiatement et communiquée à tous les intervenants, et qu'à la suite de cela, des malentendus ou fausses manoeuvres se produisent entre le service des abonnés et les services locaux entraînant parfois des interventions intempestives sur le terrain, par exemple, des changements de compteurs ou des fermetures de branchements inopportunes;
- il n'apprécie pas de recevoir certains courriers ronéotypés complétés à la main, ou certaines lettres-types, insuffisamment "personnalisées". Il a pris en effet l'habitude de recevoir dans son courrier des publicités rédigées à son nom.

Ainsi l'image que donne le service, sur le plan administratif est celle d'une organisation n'ayant pas suivi l'évolution technique et ne rendant pas à l'usager le service qu'il est en droit d'attendre.

Par ailleurs, cette organisation présente également un certain nombre d'inconvénients: l'apparition de l'ordinateur ayant entraîné une spécialisation plus poussée du personnel et une parcellisation du travail.

Il en est des services administratifs comme des ateliers industriels où il existe le travail à la chaîne: ces travaux répétitifs sont de moins en moins acceptés par le personnel, notamment par les jeunes qui souhaitent que les tâches qui leur sont confiées soient plus motivantes.

L'organisation du temps de travail a subi des transformations qui sont loin d'être terminées: ainsi la mise en place de l'horaire variable a entraîné une réduction du temps pendant lequel le personnel est présent en totalité. Par ailleurs, la réduction du temps de travail, le travail partiel et à mi-temps ne sont pas sans avoir des conséquences sur l'organisation des services.

Ces transformations visant à améliorer les conditions de travail du personnel entraînent une réflexion et une redistribution des tâches dans l'organisation des services.

Les deux phénomènes—refus du travail parcellaire et aménagement du temps de travail—vont dans le même sens et incitent les responsables du service à imaginer une autre organisation faisant appel à une informatisation poussée rendant chaque poste de travail le plus autonome possible.

Tout ceci convergera vers une décentralisation au niveau des services locaux, avec inévitablement une nouvelle répartition des tâches, et permettra également de fournir à l'abonné la qualité du service qu'il attend.

Le changement lié à l'évolution des technologies et du climat social apparaît comme indispensable, bien qu'il entraîne des investissements importants, il fait partie des nécessités qui apparaissent dans l'organisation moderne et nouvelle d'un service d'eau.

4. L'évolution technologique et ses répercussions

Nous avons présenté un Service des Eaux comme une réalité mouvante. En effet, il doit s'adapter à l'évolution technologique pour conserver et accroître son efficacité.

Un domaine, dans lequel cette évolution paraît caractéristique, est celui de l'entretien et de la maintenance des installations de traitement. A titre d'exemple, nous présentons l'évolution d'un service d'entretien centralisé.

La création de ce service remonte à une quinzaine d'années. A cette époque le choix fut fait de centraliser les interventions importantes d'entretien, au sein d'un service unique.

Cette organisation a permis de:

- réaliser à partir d'un programme annuel les travaux d'entretien préventif nécessaires au maintien en parfait état de marche des équipements de l'exploitation,
- répondre aux demandes d'intervention émanant des exploitants suite aux pannes fortuites des équipements.

Dans le cadre d'un Service Public tel celui de la distribution d'eau, la création d'un Département Entretien centralisé s'avère particulièrement intéressante. Elle permet, en effet, en regroupant les moyens, tant humains que matériels, de disposer d'une capacité d'intervention importante et rapide à tout moment. Il est ainsi possible de faire face, en permanence et dans les meilleures conditions, aux incidents survenant dans les installations, notamment dans les domaines du traitement et de la distribution de l'eau.

Dans le cas particulier de ce Service, l'activité maintenance peut s'évaluer comme suit:

Nombre d'équipements de l'exploitation	20 000
Equipements de première nécessité suivis par le service	500
Autres équipements suivi préventivement	3 000
Nombre d'interventions des équipes d'entretien	1 200/an
Importance des tâches préventives	40 à 50 %

En ce qui concerne les cellules administration, achats et magasin dont le travail consiste notamment à:

- gérer le magasin de pièces de première sécurité:
- suivi des entrées
- suivi des sorties
- lancement des commandes d'achat magasin
- vérification et mandatement des factures magasin, on peut citer les chiffres suivants:

Nombre de fournisseurs répertoriés	1 000
Nombre d'articles en magasin	9 000
Sorties d'articles	30 000/an
Traitement commandes "magasin"	2 000/an
Traitement des autres commandes et dépenses	3 000/an

Grâce à une organisation très rigoureuse des circuits d'information, basée sur des fichiers manuels en grand nombre, le service a pu assurer la mission qui lui était fixée.

Cependant depuis quelques années, un certain nombre de difficultés, liées à l'augmentation rapide de la technicité des usines de traitement, ont vu le jour.

Les méthodes de traitement des eaux en vue de leur distribution publique se sont notablement perfectionnées ces dix dernières années, notamment sous la pression de l'accroissement de pollution des

eaux brutes. Les installations ont ainsi vu leur complexité s'accroître rapidement et un grand nombre de matériels nouveaux sont apparus.

Les équipements se multipliant, se diversifiant et se spécialisant, leur maintenance n'est pas sans poser des problèmes d'organisation très importants, susceptibles de porter préjudice à l'efficacité du service à fournir s'ils ne sont pas résolus dans les plus brefs délais.

Il est particulièrement intéressant, dans ce cadre, de pouvoir:

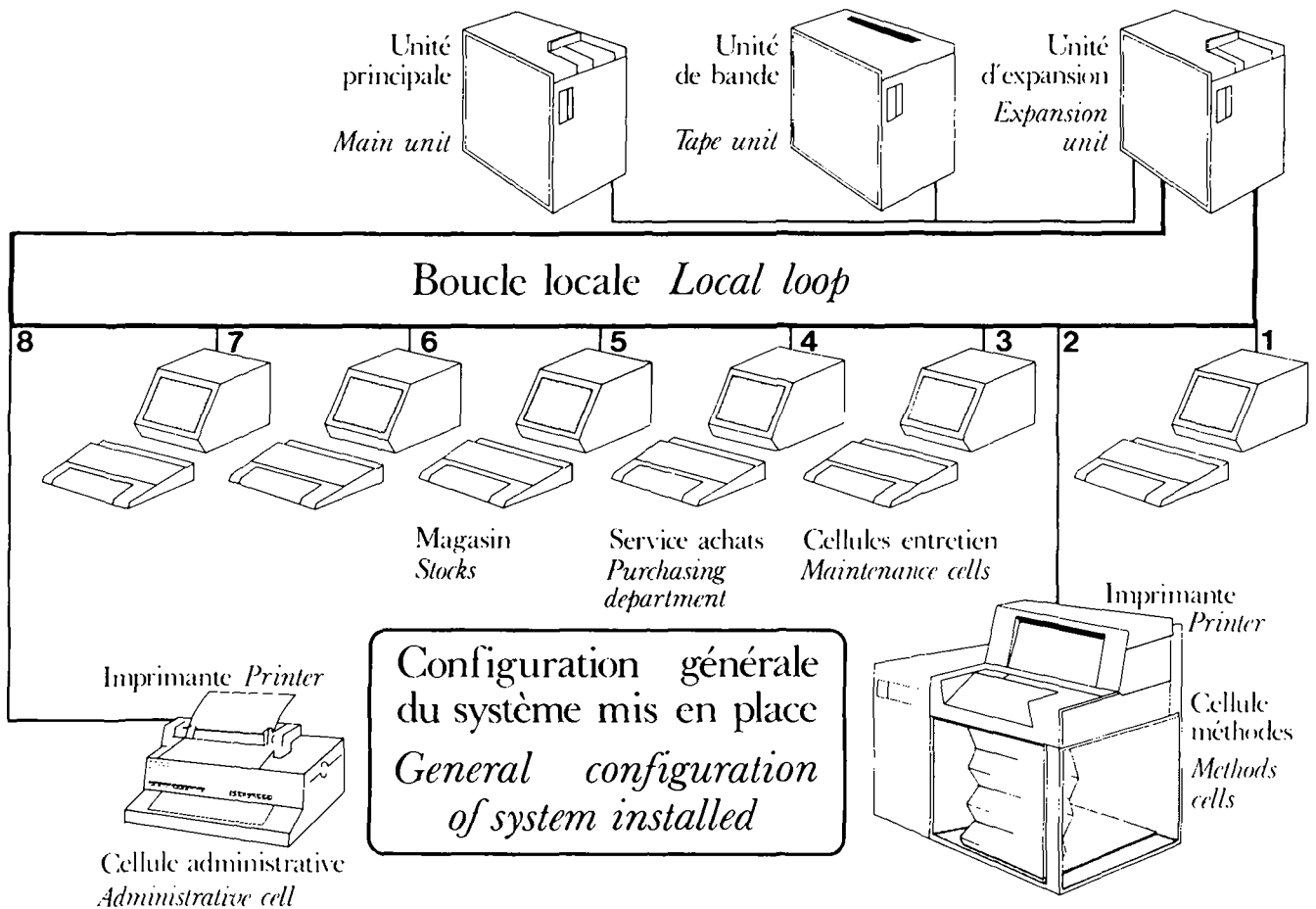
- accroître la part de travaux "planifiés" de manière à réduire le nombre des "urgences",
- disposer, le plus rapidement possible, des informations techniques nécessaires à la préparation des opérations,
- augmenter les "standards" d'intervention: gamme de révision, listes des pièces de rechange nécessaires, outillages à réserver. . .
- assurer une bonne conservation de l'expérience acquise au cours des années sans confier par trop cette tâche à la mémoire des intervenants,
- tirer les enseignements du suivi des équipements et des incidents en vue d'améliorer la sélection des équipements futurs.

En ce qui concerne les opérations d'approvisionnement et la gestion du magasin, une amélioration des moyens s'impose également. La multiplication des opérations de routine ne doit pas rendre impossible les actions nécessaires pour s'adapter au mieux à l'évolution de la situation. Ceci est particulièrement le cas pour la mise à jour des divers fichiers manuels, qui peuvent à terme, prendre plus de temps que l'exploitation des informations elles-mêmes.

L'ensemble des constatations précédentes a donc abouti à l'idée de mettre en place des moyens automatisés de traitement des informations prenant en charge l'état physique des stocks, les opérations commerciales et la maintenance des équipements. Seul ce choix permet en effet, de garantir la bonne exécution de toutes les tâches nécessaires à la sécurité de fonctionnement des installations.

Globalement, les principales tâches réalisables au moyen de ce nouveau système sont les suivantes:

- Gestion des opérations magasin
- Achats magasin
- Sorties de matériel en magasin
- Gestion des autres achats
- Gestion du budget prévisionnel
- Gestion de l'entretien (configuration jointe en annexe)



Ce changement, représentant un investissement de l'ordre de 2 500 KF, entraînera inévitablement une amélioration de l'efficacité et de la qualité du service.

Conclusion

Par l'évocation de quelques cas particuliers, nous avons essayé de faire l'approche d'une part infime des

problèmes qui se posent à l'organisation d'un service d'eau. La distribution d'eau demeure complexe, évolutive et comme toute industrie, elle nécessite des moyens techniques, financiers et humains. La réussite de l'organisation réside dans l'harmonie, l'équilibre et l'actualisation permanente de ces trois facteurs.

Jose Bernis, Doctor Ingeniero Industrial, Director General de la Sociedad General de Aguas de Barcelona.

L'étude et le développement des points suivants sont particulièrement importants comportant l'organisation et l'administration des entreprises:

1. Les structures
2. L'informatique dans l'organisation
3. Ratios fondamentaux de gestion.

L'étude et la présentation de ces points font l'objet de ce document.

1. Les structures

Bien que l'on puisse penser qu'elles résultent des besoins que les objectifs de l'entreprise impliquent, elles sont en pratique influencées par une série de facteurs qui, bien qu'évidents dans certains cas, dans d'autres, ne sont aperçus qu'après une profonde analyse.

L'existence de fonctions de base analogue d'une entreprise d'approvisionnement d'eau à l'autre, crée des similitudes de structures qui n'évitent pas des différences dues à certains facteurs tels que:

- type d'entreprise. Publique, mixte ou privée
- population à fournir
- système de mesure et facturation
- personnel dont on dispose—En qualité et en quantité
- Degré d'automatisation des installations.

2. L'information que dans l'organisation

L'application de l'informatique sous des points de vue spécialisés a été déjà traitée dans de multiples occasions, mais sa situation dans l'organisation des entreprises et sa répercussion dans celle-ci a, à mon avis, un intérêt spécifique.

Il suffit de signaler l'importance croissante de l'emploi de l'informatique pour voir que la mécanisation influence chaque fois plus les structures des entreprises.

Un autre aspect à signaler est la difficulté que ces techniques présentent pour le reste du personnel de l'entreprise, ce qui provoque fréquemment des conflits entre ceux-ci et les services informatiques.

Il faut tenir compte également, que le développement du domaine fonctionnel auquel l'informatique appartient peut-être excessif. Ceci peut modifier la ligne hiérarchique, ainsi que le caractère des fonctions auxiliaires et de soutien pour lesquelles elle fut créée.

Bien que je sois convaincu de la nécessité de rapprocher autant que possible cet organe de la Direction Générale, l'influence de l'Informatique sur la structure est si évidente, qu'il est nécessaire de créer des fonctions régulatrices de cet organe, qui peuvent être assumées par un Comité de Mécanisation supervisé par la Direction Générale, dont la finalité principale serait l'établissement et le suivi d'un Plan Informatique assumé par tous les organes de l'entreprise.

3. Ratios fondamentaux de gestion

Le suivi de l'évolution des indices de gestion est indispensable. L'isolement dans ce sens peut provoquer des retards qui sont chaque fois plus difficiles de surmonter.

L'entreprise dont je suis actuellement le Directeur Général, la "Sociedad General de Aguas de Barcelona", réalise depuis quelques années une enquête parmi des services de distribution d'eau de différents pays (14 en ce moment), afin de suivre, avec un même questionnaire, l'évolution de plusieurs indices et de caractéristiques de ces entreprises.

La présentation de cette enquête, résumée et commentée, à condition que l'on fasse le nécessaire pour présenter des données comparatives suffisamment simples et uniformes, serait une aide précieuse pour la gestion des distributions d'eau.

M. Benaïcha, S.O.N.E.D.E., Tunisie.

La Société Nationale d'Exploitation et de Distribution des Eaux: SONEDE est un organisme public à caractère technique et qui a pour mission: L'exploitation et la distribution de l'eau potable dans les Villes et Villages de la Tunisie ainsi que la gestion technique et financière de ces réseaux.

Elle alimente actuellement 400.000 abonnés pour une population de 6,5 millions d'habitants.

De création relativement récente, juillet 68, elle se caractérise par l'originalité de son organisation initiale qui a permis une possibilité d'évolution et d'adaptation à l'activité de l'entreprise et au besoin de décentralisation.

Structure initiale:

La nécessité de création de la SONEDE en juillet 68 répondait à un double objectif:

- Uniformiser la gestion des réseaux d'eau potable dans les différentes localités.
- Doter ce nouvel organisme d'une unité centrale de décision.

La structure proposée à cette époque tenait compte des principes suivants:

- Renforcement du contrôle technique et

centralisation des prises de décisions pour assurer une unité de commandement.

- Distinguer les fonctions techniques des fonctions exploitations.
- Dimensionner des services entretiens.
- Simplifier les travaux administratifs.
- Améliorer le réseau d'information pour doter l'unité centrale de décision de moyens nécessaires pour résoudre les problèmes qui se posent à l'échelon national.

L'organigramme comprenait trois directions:

- Une Direction des Etudes et des Travaux
 - Une Direction Exploitation
 - Une Direction Administrative et Financière,
- toutes rattachées à un Directeur Général assisté par un Conseil d'Administration qui comprend des représentants des différents Ministères s'intéressant au problème de l'eau ainsi que des représentants des usagers.

Alors que les deux Directions des Etudes et Travaux et Administrative et Financière étaient des Directions Centrales basées à Tunis, la Direction Exploitation était décentralisée à l'échelle régionale sous forme de Direction Régionale qui avait une large autonomie et

une indépendance quasi totale dans le domaine technique.

Quatre Directions Régionales assuraient la couverture géographique de toute la Tunisie.

Chaque Direction Régionale comprenait:

- * *Des Services Fonctionnels:* Entretien: Service
Maintenance
Achat: Service
Approvisionnement
Technique: Service
Distribution
Adduction: Service
Captage

qui rayonnent sur toute l'étendue géographique de la Direction Régionale.

- * *Des Services Opérationnels:* Les Centres d'Exploitation qui est l'unité de base de la SONEDE responsable de l'exploitation des réseaux dans son domaine. L'étendue géographique d'un Centre d'exploitation correspond à l'unité administrative de base: Le Gouvernorat.

Un Centre d'Exploitation comprend:

- Une cellule de gestion des abonnés qui est responsable du suivi administratif et comptable du dossier d'abonnement ainsi que du recouvrement de la facturation et des relèves d'index.
- Une cellule technique d'exécution des travaux nécessaires à un nouveau branchement ou à une extension de réseau.

Evolution de cette Structure:

La structure ainsi décrite a duré depuis la création de la SONEDE jusqu'à l'année 1976 date à laquelle une réadaptation de cette structure a eu lieu.

Les idées directrices de cette nouvelle réorganisation sont

- Décentralisation plus poussée à l'échelle régionale et décentralisation au niveau central.
- Renforcement du contrôle et du suivi pour assurer la réussite de la décentralisation.

La Direction Etude et Travaux Neufs a été scindée en Direction des Etudes et Direction des Travaux et la Direction Exploitation en:

- * Direction Exploitation du Grand Tunis et Direction Exploitation de l'intérieur.

Deux Directions de Contrôle ont été créées: La Direction Audit-Organisation et la Direction du Contrôle de Gestion.

Cette décentralisation des tâches a été suivie par un renforcement de chaque Direction par la création de nouvelles Divisions dans les Directions des Etudes et dans la Direction des Travaux.

Perspectives:

La structure ainsi adoptée est actuellement en cours d'évolution dans le sens de donner plus de prérogative à la cellule de base: Le Centre d'Exploitation pour lui

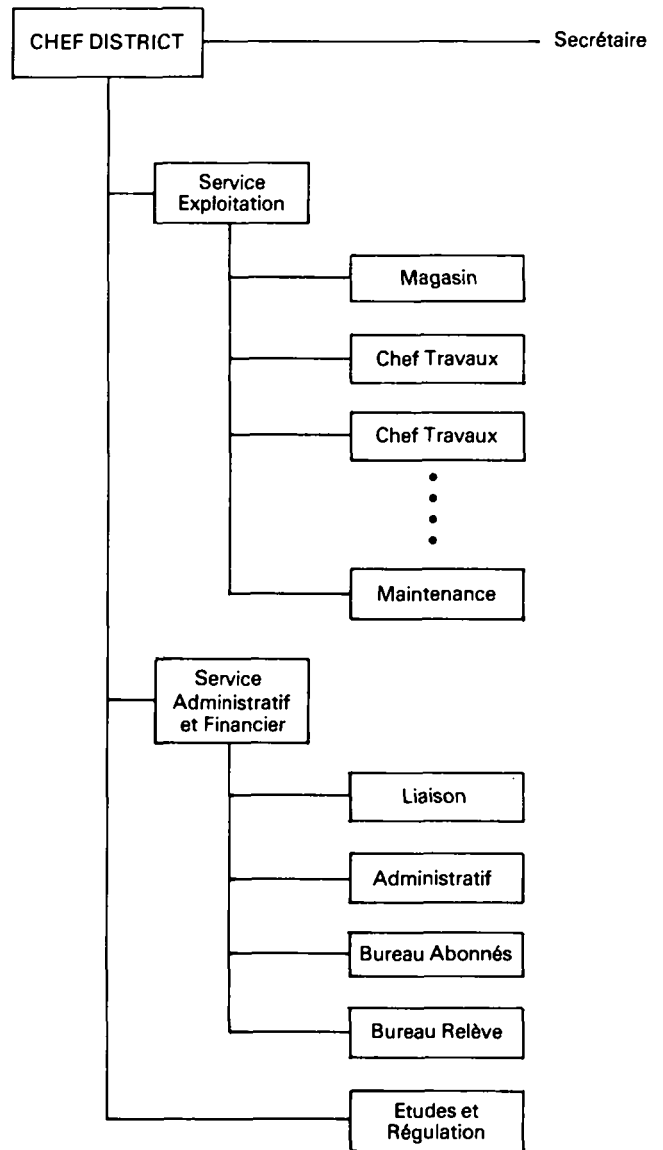
permettre de gérer avec le maximum d'efficacité tout le réseau qui se trouve sous sa responsabilité.

C'est ainsi que la nouvelle unité qui le remplace: Le District, sera dotée des services fonctionnels qui existaient au niveau de la Direction Régionale principalement entretien et étude dans le sens d'une décentralisation plus poussée.

L'annexe 1 donne la future configuration d'un District.

Les études en cours vont permettre de définir les postes de travail tant dimensionnement, répartition des tâches et fiches de fonctions ainsi qu'un schéma d'évolution de carrière compte tenu des aptitudes propres des agents et du plan de formation.

Structure Type d'un District



Specialised application of computerisation in water supply

Applications spécialisées de l'informatique dans la distribution de l'eau

Authors: K. Morita (Japan)
Auteurs: Ing. A. Ardizzone (Italy)
M. J. Parker & R. V. J. Pond (UK)

Leading Contributors: B. Bartelt (Denmark)
R. Schlatter (Switzerland)

Contributeurs Principaux:

Principaux:

International Reference Centre
for Community Water Supply

Kazushige Morita, Yokohama City Waterworks, Yokohama.

1. Introduction

Nowadays, artificial brains called computers have become an important extension of man's mental power. As the chips used in modern computers have integrated more electronic elements in them, computers are rapidly becoming smaller, less expensive and more reliable. Their ability to process and integrate data is growing, extending man's ability. Modern society is making increasing use of computers in many fields.

In water systems, the upgraded memory, judgement and processing capacity of high level computers can operate water projects safely, efficiently and economically.

Control computers were introduced rapidly into water projects during the mid-1960's, and now control almost every water purification plant of over 100000 m³ per day capacity in Japan. This paper gives representative examples of computer control in Japanese waterworks, discusses the reasons for the introduction of computers, describes the features and functions of different systems, and discusses the problems to be solved in the future.

2. Computer control in Japanese waterworks

The computers employed for the water industry in the early stage just processed the data of the industry, and controlled individual plants; for example, pump stations. Now almost all water purification plants in Japan have introduced computers for more efficient control that would be difficult to realize through analogue instrumentation. The progress in tele and data communication technology has made possible not only individual plant control by computers, but also total water system control for an extensive service area, from raw water intake to clean water supply throughout the network. Table 1 shows the use of water service

control computers, broken down by plant capacity and application, for the water industry in Japan in 1980.

There are three typical applications of computers for control of water industry, one is for total management of extensive water service, one is for purification plant monitoring and control, and the rest for distribution network control.

3. Monitor systems in water purification plants

Almost all Japanese water purification plants employ the high speed settling and rapid sand filtration process because of limited land area.

To control this process in the conventional way, operators have to observe monitor panels to get necessary information such as water pressure, flow, quality, and the opening of valves and gates. In the event of any malfunction, they must rapidly return the system to normal.

This makes control too complicated for the operator to manage the plant accurately. An analogue sequence and feedback control system which modifies errors that deviate from the desirable condition, cannot be expected to be efficient in a slowly changing waterworks system having a big time constant and non-linearity.

On the other hand, computers can use forward feed control in response to water process changes. On-line real time control computers can use both the Set Point Control (SPC) and the Direct Digital Control (DDC) method. In Japan, the DDC method is usually used.

The water supply system for the city of Asahikawa, which has a population of 282000, a service area of 204 km², an average water supply of 71000 m³/day, two purification plants and four reservoirs, a total of 1205 km of pipelines, employs a control computer to monitor and control the system. Fig. 1 shows how this system functions in Asahikawa.

Table 1. The Application of Water Service Control Computers in Japan

Application	Processing faculty (ten thousand m ³ /day)					
	0-10	10-30	30-50	50-100	100-	Total
Total management for extensive water service	0	1	2	2	3	8
Monitor control for water purification plant	86	57	10	2	14	169
Water distribution	8	10	4	4	6	32
Others (pump station control, etc.)			50			50
						259

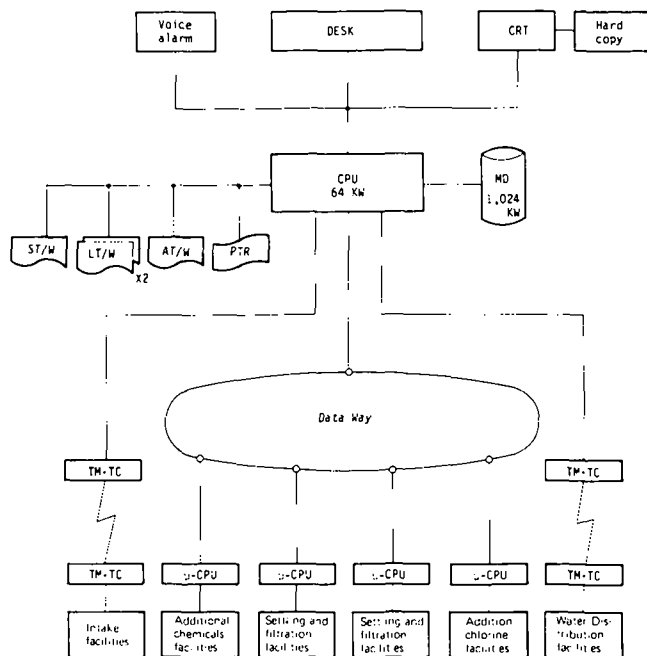


Fig. 1. The Organization of a Monitor Control System for a Water Purification Plant

- The minicomputer installed at the centre of the plant:
- (1) predicts the water demand,
 - (2) distributes water flow equally into two lines of water purification,
 - (3) controls the intake and supply water pump stations to control the supply water flow, and
 - (4) simulates the water levels in the reservoirs.

Four microcomputers control the water purification process, two of which are for the two lines of the settling and filtration processes, one for the coagulant dosage, and the rest for chlorination. A data highway connects the minicomputer at the centre and the microcomputers at the process sites, transmitting information to the centre and commands to the sites.

This system can provide a stable water supply despite changes in water demand and raw water quality. Efficient control can also save power and chemical consumption, simplify operations and improve working conditions. In other cities, improved reliability has eliminated the need for night operators and has even led to fully automated purification plants.

4. Water distribution control system

The water distribution control system regulates the appropriate water pressure in the water supply networks, connecting several different lines of raw water intake to transport water to each other freely. This enables an efficient and equal distribution of water while conserving energy and water resources.

The water supply network in the city of Takamatsu, which has a population of 305000, a service area of 118 km², an average water supply of 100000 m³/day, four purification plants, four reservoirs and a total of 989 km of pipelines, has a minicomputer to control water flow in the network. Fig. 2 shows how this system functions in Takamatsu.

Information, such as the water pressure and flow in the network from stations of water purification plants and distribution reservoirs, 16 highland water supply stations, eight valve control stations and 20 water pressure monitor stations is collected via telephone lines to the central control station where the control computer is.

Based on this information the computer simulates the water flow in the network, then gives operating

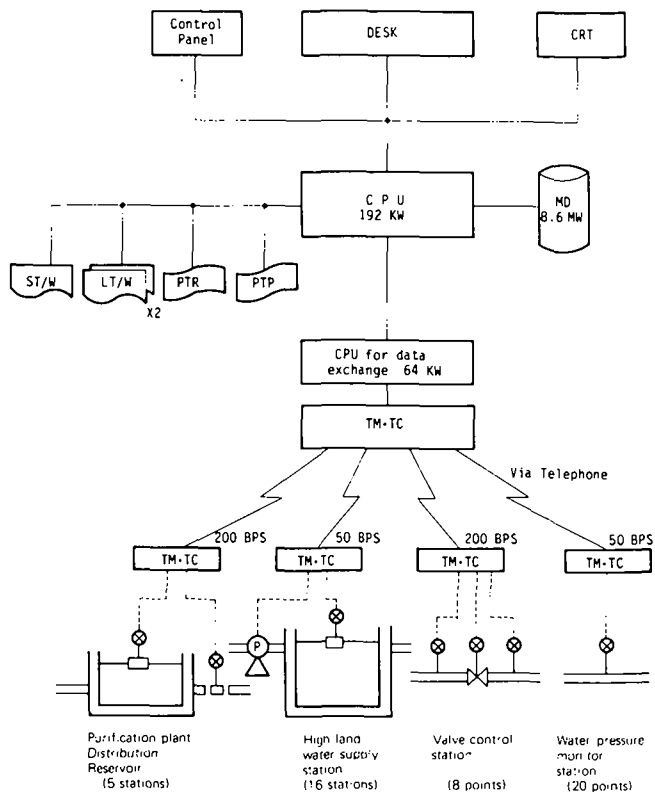


Fig. 2. The Organization of a Water Distribution Control System

guidance about the valve openings of the eight valve stations to the operators so that they know the correct openings of the valves that they are going to operate.

The optimum network calculation requires only several minutes to calculate water flow in the network. It calculates so as to minimize head loss due to water flow in the network. This method is better than the conventional Hardy Cross and Marlow method. The conventional method requires repetitious computation until a minimum error is achieved. This method takes longer than the optimum method.

Before the introduction of this system, 1% of water service area had 1.5-2.0 kgf/cm² of water pressure, 12% had 2-4 kgf/cm² and 87% had 4-7.5 kgf/cm². After introduction, the result was 0%, 70% and 30% respectively. Greater equality of supply pressure has upgraded water service.

This system has allowed the city, which has been troubled by a shortage of supply water, to stabilize the water supply by restricting the water demand within a reasonable limit, decreasing water leakage to the ground, and making valve control easy and rapid. This system has produced manpower savings and better working conditions. The management of the Bureau of Water Works of this city is anticipating that the system will produce much benefit for the city, increasing the effective utilization of the water reservoirs and income by reducing water leakage and saving energy.

5. The operation of the information system for water service

The basic principle of water industry management, that is usually a government or municipal enterprise, is to show a profit as an enterprise and to promote the public interest. Under this principle the whole waterworks should be operated safely, efficiently and economically. A total management system for water service is essential throughout the water industry, from water intake to distribution. Every plant in the water industry has to be controlled based on an appropriate schedule planned by this system.

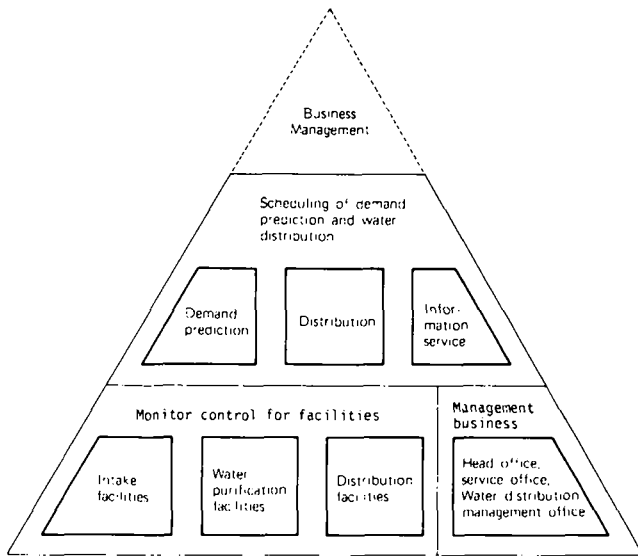


Fig. 3. The Situation of Computer Use for a Water Supply System

Fig. 3 shows how computers contribute to each level of management in the water industry, such as water business management, water service planning, and the control of water plants.

Fig. 4 shows the system in city of Yokohama, with a population of 2800000, an area of 422 km², an average water supply of 1150000 m³/day, four water purification plants, 21 distribution reservoirs and 6060 km of pipelines.

A main computer at the centre manages four sub-computers at the water purification plants to control the entire water industry, performing an extensive hierarchical system. The on-line business of the main computer is to:

- (1) plan water service,
- (2) observe the whole facilities and provide information for the main management department,
- (3) process and file data, and
- (4) secure the water supply in case of earthquakes.

The off-line business is to:

- (1) analyze the amount of supply water,
- (2) simulate the pipe network,
- (3) plan equipment maintenance, and
- (4) take statistics.

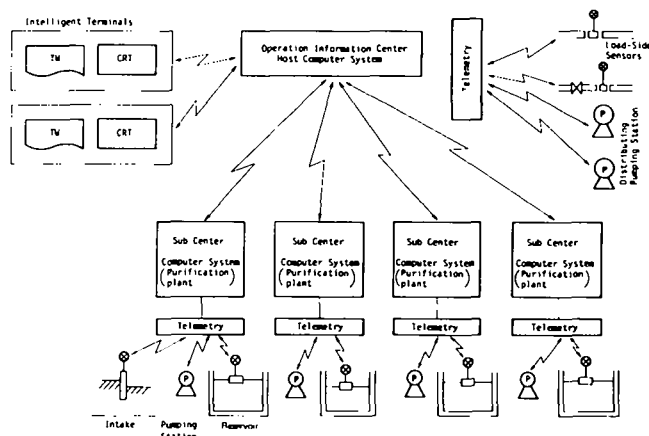


Fig. 4. The Organization of a Scheduling System for Demand Prediction and Water Distribution

The water service plan is to:

- (1) predict the water demand based on several parameters, such as the season, weather, weekday, weekend and holiday,
- (2) schedule and modify the rate of water intake, filtration, and distribution every hour, day and month by each sub-computer, and
- (3) simulate the change of water level due to water supply to the city in all 21 water reservoirs.

The central computer supervises the entire water supply system, monitoring water storage in the four dams, river water flow, rainfall, and the operating condition of the purification plants. In addition, it monitors the operation of the sub-computers in each plant, observing the water supply conditions to the city, using about 2500 points of information such as water flow, pressure, turbidity and residual chlorine. This information is transmitted to the central computer from 26 pump stations and 150 measuring points around the network. Any personnel of the Bureau will be able to access this information using the 13 terminals in the major stations in the Bureau.

Because earthquakes occur frequently in Japan, emergency shutdown valves and gates have been established in the 21 water distribution reservoirs to secure necessary drinking water in any emergency. Computers and wireless communication can cope with any calamity. The subcomputer in each facility, from the water intake pump stations to the water distribution network, observes and controls the water flow, water level, chemical dosage, power consumption and so on, in response to the water demand and change in raw water quantity. As a result, the accurate and effective management of the entire water system:

- (1) improves the management of water quality and water pressure,
- (2) improves safety,
- (3) reduces costs by saving energy,
- (4) improves the working conditions of the managers, operators, and workers in each section, and
- (5) responds rapidly to accidents.

6. Problems to be solved in the future

Several examples of the effective utilization of computers for the water industry in Japan have been given. Computers have been operating in Japanese water projects for more than ten years.

Present-day computers having smaller size, lower cost and higher reliability are the first step towards more sophisticated models using voice input, more convenient man-machine interface systems and improved resistivity against the severe environmental conditions in water plants. Software that can estimate the demand and level of water distribution precisely, shorten the time needed to simulate the pipe networks, and easily modify various processes is expected.

The use of computers for the water industry is expected to be expanded to the inspection of water meters, decreasing water leakage, maintenance service and stock control of spare parts, preventive control against fault, emergency control when any fault occurs, recovering control from faulty conditions, and optimum facilities planning in the plant. In the future, the computer, which is a modern convenience, will become widely available for effective business processing and stable and accurate facility operation.

1. Introduction

De nos jours, les cerveaux artificiels appelés des ordinateurs sont devenus une extension importante de la puissance mentale de l'homme. Comme les "chips" utilisées dans les ordinateurs modernes peuvent contenir de plus en plus d'éléments, les ordinateurs ont rapidement diminué de taille, de prix et deviennent plus fiables. Ils peuvent traiter et intégrer plus de données, développant des possibilités, pour l'homme. La société moderne utilise de plus en plus d'ordinateurs dans de plus en plus de domaines.

Dans les systèmes d'eau, la mémoire améliorée, le jugement et les possibilités de traitement d'ordinateurs sophistiqués peuvent faire fonctionner les services d'eau sans danger, efficacement et de façon économiquement viable.

Des contrôleurs par ordinateur furent introduits dans les services d'eau après 1965 environ, et maintenant presque toutes les installations de purification d'eau au Japon de plus de 100 000 m³ par jour de capacité sont contrôlées par ordinateur. Cet article donne des exemples typiques de contrôle par ordinateur dans les usines d'eau au Japon, examine les raisons d'introduction des ordinateurs, décrit les caractéristiques et les fonctions des différents systèmes et expose les problèmes qui devront être résolus à l'avenir.

2. Contrôle par ordinateur dans les usines d'eau au Japon

Au début, les ordinateurs utilisés pour l'industrie de l'eau traitaient simplement les données industrielles et contrôlaient les installations individuelles, telles que des stations de pompage. Aujourd'hui presque toutes les installations pour la purification de l'eau au Japon utilisent des ordinateurs pour obtenir un contrôle plus efficace que celui qui peut être obtenu avec une instrumentation analogique. Les progrès dans la technologie des télécommunications et dans la transmission des données permettent non seulement le contrôle d'installations individuelles par ordinateur, mais aussi le contrôle de tout le système de l'eau pour une large zone, depuis l'admission de l'eau brute jusqu'à la distribution d'eau potable, à travers le réseau. Le Tableau 1 montre l'utilisation des ordinateurs pour contrôler le service des eaux, par niveau de capacité de l'installation et applications pour l'industrie de l'eau au Japon en 1980.

Il y a trois applications typiques des ordinateurs pour le contrôle de l'industrie de l'eau: la gestion globale du service d'eau; le contrôle des installations de traitement; et le contrôle du réseau de distribution.

3. Systèmes de contrôle des installations de traitement de l'eau

Presque toutes les installations de traitement de l'eau au Japon utilisent la décantation et la filtration rapide sur sable à cause du manque d'espace disponible.

Pour contrôler ce traitement de façon conventionnelle, les opérateurs disposent de tableaux de contrôle pour obtenir l'information nécessaire: pression de l'eau, débit qualité, ouverture des vannes notamment. En cas de traitement erroné, ils doivent rapidement ramener le système à la normale.

Ceci rend le contrôle trop compliqué pour que l'opérateur seul puisse diriger précisément l'installation. Une séquence analogique et un système de commande par feedback qui corrigent les erreurs ne peuvent être vraiment efficaces dans un système d'eau qui change

lentement ayant une constante de temps et de non-linéarité importante.

Par contre les ordinateurs peuvent utiliser une commande de réglage direct associée avec les changements de traitement de l'eau. Les ordinateurs de contrôle direct en temps réel peuvent utiliser la méthode SPC (commande de consigne) ou la méthode DDC (commande numérique directe). Au Japon c'est cette dernière méthode qui est généralement employée.

Le système de distribution de l'eau dans la ville de Asahikawa, d'une population de 282 000, avec une zone à desservir de 204 km², et une consommation moyenne d'eau de 71 000 m³/jour, a deux installations de traitement et quatre réservoirs, 1205 km de conduites, et utilise un ordinateur pour contrôler tout le système. La Fig. 1 montre comment ce système fonctionne à Asahikawa.

Le mini-ordinateur installé au centre:

1. calcule les prévisions de la demande
2. distribue le débit de l'eau également sur deux lignes de traitement d'eau
3. contrôle l'admission et la fourniture aux stations de pompage pour contrôler le débit de l'eau distribuée
4. simule les niveaux de l'eau dans les réservoirs.

Quatre micro-ordinateurs contrôlent le traitement de l'eau, deux pour les deux lignes de traitement de décantation et de filtration, un pour le dosage du coagulant et un pour la chloration. Une ligne de transfert des données relie le mini-ordinateur central et les micro-ordinateurs sur les lieux de traitement, transmettant de l'information au centre et des ordres aux sites.

Ce système peut fournir une distribution d'eau stable malgré des changements dans la demande en eau et dans la qualité de l'eau brute. Un contrôle efficace peut aussi économiser de l'énergie et réduire la consommation de produits chimiques, en simplifiant le fonctionnement et en améliorant les conditions de travail. Dans d'autres villes, une fiabilité améliorée a éliminé le besoin d'avoir des opérateurs de nuit et a même permis d'avoir des installations de purification entièrement automatiques.

4. Système de contrôle de la distribution de l'eau

Le système de contrôle de la distribution de l'eau règle la pression d'eau requise dans les réseaux de distribution, reliant plusieurs lignes d'admission d'eau brute pour transporter l'eau librement de l'une à l'autre. Ceci permet d'avoir une distribution d'eau efficace et égale tout en économisant de l'énergie et des ressources en eau.

Les réseaux de distribution d'eau dans la ville de Takamatsu, qui a une population de 305 000 hab., une zone à desservir de 118 km², une consommation moyenne d'eau de 100 000 m³/jour, quatre réservoirs et 989 km de conduites, disposent d'un mini-ordinateur pour contrôler le débit de l'eau dans le réseau. Le Fig. 2 (Page 2) montre comment ce système fonctionne à Takamatsu.

Les renseignements sur la pression et le débit de l'eau dans le réseau venant des installations de traitement d'eau et des réservoirs, des 16 stations de distribution d'eau sur les hauteurs, des 8 stations de contrôle de soupapes et des 20 stations de contrôle de la pression de l'eau, sont obtenus par lignes téléphoniques reliées à la station de commande centrale où se trouve l'ordinateur de contrôle.

En se basant sur ces renseignements, l'ordinateur simule le débit de l'eau dans le réseau, puis donne des instructions pour ouvrir les vannes des huit stations de contrôle des soupapes aux opérateurs, pour qu'ils sachent quelles sont les ouvertures correctes des vannes qu'ils vont utiliser.

Le calcul optimum pour le réseau ne prend que quelques minutes pour calculer le débit de l'eau dans le réseau. L'ordinateur calcule pour minimiser la perte de charge venant du débit de l'eau dans le réseau. Cette méthode est meilleure que la méthode conventionnelle de Hardy Cross et Marlow, qui nécessite des calculs répétés jusqu'à obtention d'une erreur minima, et qui prend donc plus de temps.

Avant l'introduction de ce système, 1% de la zone desservie avait une pression d'eau de 1,5-2,0 kgf/cm²; 12% de 2 à 4 kgf/cm² et 87% de 4 à 7,5 kgf/cm². Ultérieurement, le résultat devint de 0%, 70% et de 30% respectivement. En égalisant la pression de l'eau, la distribution a été améliorée.

Ce système a fait que la ville, qui souffrait d'un manque d'eau, a pu stabiliser sa distribution d'eau en limitant la demande de façon raisonnable, en réduisant les fuites et en rendant le contrôle des vannes facile et rapide. Ce système a permis d'économiser de la main d'oeuvre et d'avoir de meilleures conditions de travail. La direction du Bureau des Usines de distribution d'eau de la ville prévoit de multiples avantages pour la ville venant de l'emploi de ce système, avec une amélioration de l'utilisation des réservoirs d'eau, une réduction des fuites et des économies d'énergie.

5. Fonctionnement du système d'information pour le service des eaux

Le principe fondamental dans l'industrie de l'eau, c'est-à-dire généralement dans une entreprise gouvernementale ou municipale, est de réaliser un bénéfice en tant qu'entreprise et de protéger l'intérêt des consommateurs. Selon ce principe, toute l'usine doit fonctionner de façon sûre, efficace et rentable. Un système de gestion global pour le service des eaux est essentiel pour toute l'industrie, depuis le captage des eaux jusqu'à sa distribution. Chaque installation dans l'industrie de l'eau doit être contrôlée suivant un programme approprié prévu par ce système.

La Fig. 3 (Page 3) montre comment les ordinateurs travaillent à chaque niveau de la direction dans l'industrie des eaux: gestion des affaires, planning du service des eaux, contrôle des installations d'eau.

La Fig. 4 (Page 3) montre ce système pour la ville de Yokohama, avec une population de 2 800 000 habitants, une surface de 422 km², une distribution d'eau de 1 150 000 m³/jour en moyenne, quatre installations de traitement de l'eau, 21 réservoirs de distribution, 6060 km de conduites.

Un ordinateur principal au centre contrôle quatre autres ordinateurs dans les installations de traitement des eaux qui couvrent l'ensemble des aspects, industriels, développant un système en cascades successives. Les fonctions de l'ordinateur principal, en temps réel sont les suivantes:

1. programme du service
2. analyse du fonctionnement et information de la direction
3. traitement des données,
4. dispositif de distribution de l'eau en cas de tremblement de terre.

Il sert en temps différé à:

1. analyser la quantité d'eau fournie
2. simuler le réseau de conduites

3. prévoir l'entretien du matériel,
4. établir des statistiques.

Le travail du service des eaux est de:

1. prévoir la demande en eau en se basant sur plusieurs paramètres, tels que la saisonnalité, les conditions météorologiques, la période concernée, etc.,
2. programmer et modifier la vitesse de captage de l'eau, sa filtration et la distribution à chaque heure, chaque jour et tous les mois, (par chaque ordinateur périphérique)
3. simuler le changement du niveau de l'eau dans les 21 réservoirs de la ville.

L'ordinateur central surveille tout le système de distribution de l'eau en contrôlant le stockage de l'eau dans les quatre barrages, le débit de l'eau des rivières, la pluviométrie et la condition de fonctionnement des installations. De plus, il contrôle le fonctionnement des ordinateurs dans chaque installation, observant les conditions de distribution de l'eau à la ville, utilisant 2500 points d'information environ, donnant le débit de l'eau, sa pression, sa turbidité et le chlore résiduel. Cette information est transmise à l'ordinateur central des 26 stations de pompage et des 150 points de comptage du réseau. Tout le personnel du Bureau aura accès à cette information par l'intermédiaire de terminaux.

Parce qu'il y a souvent des tremblements de terre au Japon, des vannes d'arrêt et des prises de secours sont placées dans les 21 réservoirs de distribution d'eau afin d'assurer la fourniture d'eau potable en cas d'urgence. Ordinateurs et communication par radio peuvent faire face à toutes les calamités. Le mini-ordinateur dans chaque service, depuis les stations de pompage pour capter l'eau jusqu'au réseau de distribution de l'eau analyse et contrôle le débit de l'eau, son niveau, le dosage chimique, la consommation en énergie, etc., suivant la demande et les changements dans la qualité d'eau brute. De ce fait, la gestion efficace et précise de tout le système:

1. améliore la gestion de la qualité et de la pression de l'eau
2. améliore la sécurité
3. réduit les frais en économisant de l'énergie,
4. améliore les conditions de travail des directeurs, opérateurs, et autres personnels dans les différents services
5. permet une réaction rapide en cas d'urgence.

6. Problèmes à résoudre dans le futur

Plusieurs exemples de l'utilisation efficace des ordinateurs pour l'industrie de l'eau au Japon sont donnés ici. Les ordinateurs sont utilisés pour des projets d'eau au Japon depuis plus de dix ans. Les ordinateurs sont maintenant plus petits, coûtent moins chers et sont plus fiables. C'est un premier pas vers des modèles plus sophistiqués utilisant la voix humaine, des systèmes d'interface homme-machine plus commode et une meilleure résistance aux conditions d'environnement difficiles des installations d'eau. Il est prévu que le logiciel pourra évaluer la demande et le niveau de la distribution de l'eau de façon précise, en réduisant le temps nécessaire pour simuler les réseaux, et en modifiant facilement les divers traitements.

L'utilisation des ordinateurs pour l'industrie de l'eau va probablement s'étendre à l'inspection des compteurs, la réduction des fuites, l'entretien préventif et les pièces de rechange (pièces détachées) la gestion des stocks, de pièces détachées permettant d'avoir un contrôle préventif des erreurs, un système de secours

en cas de pannes, une remise en marche après une condition défectueuse et d'optimiser le planning de l'usine. Pour le futur, l'ordinateur, nouveau moyen de la

vie moderne, sera disponible pour le traitement efficace des affaires et pour fournir un fonctionnement précis et stable.

Mr. Antonio Ardizzone, Capo Servizio Trattamento Informazioni e Modelli Organizzativi, Azienda Comunale Elettricità ed Acque, Piazzale Ostiense, 2, 00154, Roma, Italy.

Abstract

The purpose of this paper is a description of two recent computerized systems in water supply distribution installed by ACEA, Power and Water Municipal Concern of Rome, at the end of the seventies.

The former description deals with a centralized water system distribution remote control, by means of interactive stations.

The latter description deals with a graphical-digital system to support the information service for the recording of our existing plants and networks of cartographical data about topography of the city of Rome, necessary for operations of network maintenance and development.

The indication of the capital costs of the remote control project, subdivided into four steps, the number of the operating personnel necessary, the graphical-digital system capital and operating costs, are also treated.

Introduction

The ACEA's information subsystem for management of water plants has two computerized elements—the

remote control system and the graphical-digital system. The object of the former is a higher management level in the Rome and central Latium water supply, obtained by a continuous automatic monitoring and the possibility of remote real time control. The latter creates a digitalized data bank of cartographical information with different detail levels for power and water needs and as support to design and statistical reports. When complete this process will allow the direct microfilm plotting of the central data base to produce the data bank copy necessary for each of the district operating centres throughout Rome by-passing the present intermediate step the off line microfiche reproduction.

An idea of the water system complexity is given by Fig. 1 where is shown the long term plan of the central Latium water supply and together with Table 1 some data indicative to the orders of magnitude. The water supply for the city of Rome presents characteristics related to the lay-out of the territory, particularly to its topography and elevation, the variety of the urban areas and the history of the system. The system must operate at many different piezometric levels and generally the service area of each primary distribution district centre is quite rigidly defined: modifications are mainly emergency measures.

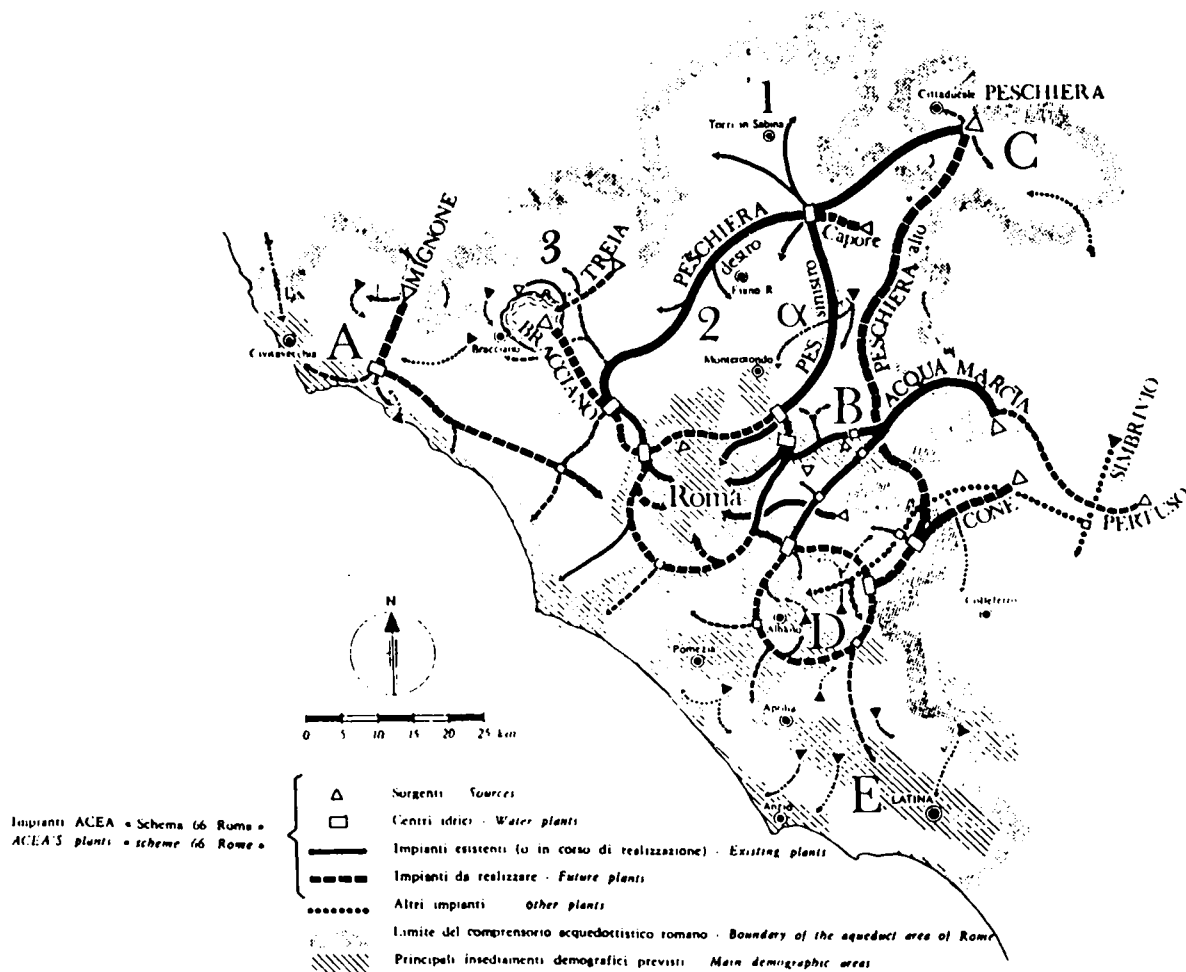


Fig. 1. Long term plan of the central Latium.

TABLE 1

LONG TERM PLAN OF THE CENTRAL LATIUM WATER SUPPLY SYSTEM	
POPULATION (Million inhabitants)	5
POTENTIAL FLOW RATE (m ³ /s)	50
SHORT TERM PLAN REMOTE CONTROL SUBSYSTEM	
POPULATION (Million inhabitants)	3.5
POTENTIAL FLOW RATE (m ³ /s)	25
SURFACE (km ²)	5,000
NUMBER OF SOURCES	10
AQUEDUCT (km)	300
WATER SUPPLY DISTRIBUTION NETWORK (km)	4,000
PERIPHERAL STATION (Number)	163

For historical reasons and resource availability, most Rome water supply comes from springs and only a small quantity is pumped out of wells or comes from other sources in spite of the abundance of surface waters, whose physical and chemical nature is however variable. The springs feed both a system of interconnected pipes as well as isolated local subsystems. The sources are mostly in the North-East at a considerable distance (i.e. 50/100 kilometres) from the district feeder points.

All the network information (measurements, alarm indications, commands, status signals) and the control capabilities are connected to a single supervising centre. Though each of the 163 peripheral stations to be monitored by the remote control sends data to a central minicomputer, the remote commands act only on some of them.

A further application of the computerization in water supply is centralized monitoring for security purposes. After sporadic but symptomatic experience of terrorist attempts on 150 kV power receivers, the Company studied a security plan involving both power and water plants. The security problems have been subdivided into access control and anti-intrusion warning.

The anti-intrusion alarm plan provides a central

microcomputer and I/O units (a video unit with its printer, a synoptic mosaic panel) to manage a network of microprocessors each of them controlling its monitored peripheral station. The active peripheral station protection acts at two levels (pre-warning and warning). At the moment isolated anti-intrusion warning systems are in place in individual power and water plants and some of them are linked to the central minicomputer. In some installations a picture of the event responsible for alarm indication is transmitted by means of telephone cables to the central system.

Water system remote control: data flow and installation

Block diagram 2 briefly shows the remote control system partly operating at ACEA since 1982. This enables a single monitoring centre to supervise the network. The complete project provides control to 163 peripheral stations with an updating cycle time estimated at about 56 seconds and processes 10,000 different data elements (see Table 4) concerning physical, chemical and hydraulic features. Among the peripheral stations are 23 plants and district centres of considerable importance (category A) including pumping systems, tanks, local automatic devices and control rooms; and others of relatively less importance (category B) often in basements, including water meters, interception and regulation valves and other equipment.

The heart of the remote control system is a process computer whose input is a continuous data flow from plants and peripheral stations. The information vectored by radio links and telephone cables are gathered into statistical files and some of them after treatment by system software are presented in eight-colour video display units as actual values updating the alphanumeric displays of the plan diagrams.

The operators actuate control via video after selecting the apparatus to be operated by a movable indicator on the screen. Two operators supervise the system state and exercise switching capabilities (insertion/removal of local automatic devices, valve commands and regulations). A mosaic panel display shows the status of each peripheral station (i.e. on, off, warning).

The desk with two interchangeable operator positions, the disk units, the printers, the mosaic panel display and a console for direct remote control as back-up for computer failure are placed in an operations room.

In order to assist some of the important operating changes in the network it is foreseen that a mathematical model will be used to verify the results of

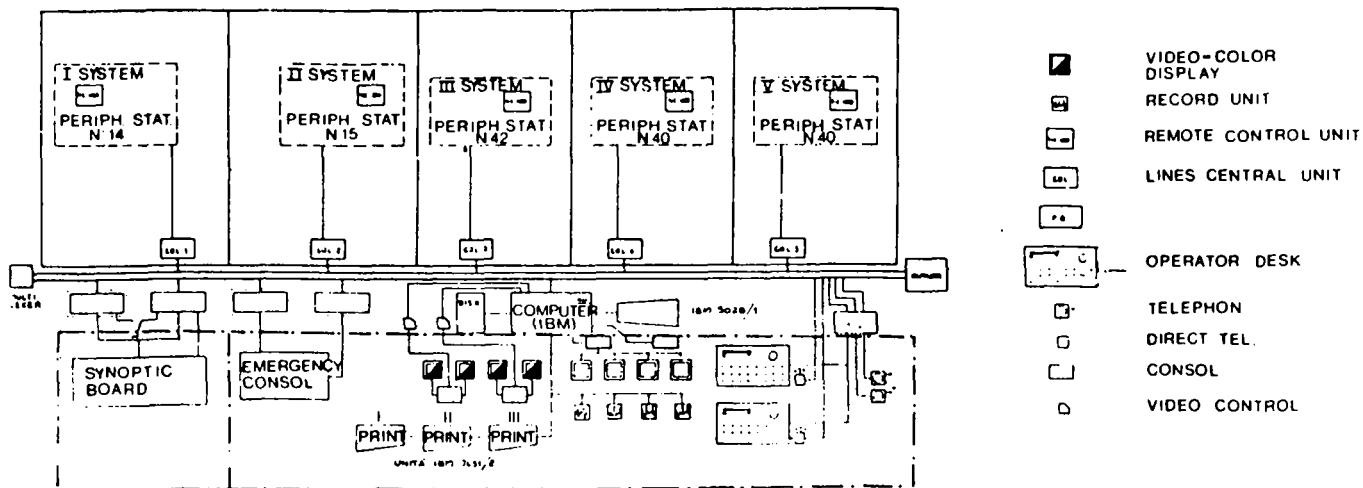


Fig. 2. Remote Control System for Water Supply System of Rome Block Diagram

possible operations on main pipes and to check the connections thus minimizing the failures of water supply for any important plant or parts of the network. A further improvement will be the connection of the water system process computer with the general purpose HISI 66/20 and DPS/52 host computers and the respective network of terminals. The last step will enable the Company's data processing system to treat different data flow and files for a concise view for management of power, water and administrative subjects.

Water system remote control: aspects of implementation, capital and operating costs

A reduction of the operating personnel at the peripheral stations is foreseen as a consequence of remote control with the exception of every plant where potentially critical contingencies are expected and in water treatment installations. Table 2 shows the Company's first approach to the job function arrangement. The highly sophisticated monitoring devices of the new control system require a higher level of professional skills and a complete redefinition of the operating personnel functions, with new job positions (i.e. maintenance of the vectoring system, development and maintenance of system and user software).

Table 2. Operating personnel necessary for the computerized system management and employee difference with the previous non-computerized supervision.

	Operating personnel	Employee difference from old to new system
Software maintenance and development	2	+ 2
Vectoring system and remote control maintenance	9	+ 9
Operating staff for peripheral stations and central control room	25	- 30
TOTAL	36	- 19

The project for the control covers an eleven year period and has been subdivided into four steps. Tables 3 and 4, respectively show the capital cost of every single step (each of them subdivided in detail) and the number of peripheral stations reached at each project step.

If Tables 2 and 3 are the basis for evaluating the capital and operating costs, the benefit analysis is more difficult. Apart from a reduction in operating personnel, the real benefit and the main purpose of the remote

Table 4. Number of peripheral stations reached at each project step and total number of controlled information.

	1st STEP	2nd STEP	3rd STEP	4th STEP	STEPS 1÷4
Number of remote controlled peripheral stations	44	19	70	30	163
Percentage of the entire project realization (%)	27	12	43	18	100
INFORMATION TYPES	MEASUREMENTS ¹	ALARM INDICATIONS	COMMANDS	STATUS SIGNALS	TOTAL NUMBER
Number of controlled informations	1,200	2,500	3,000	3,500	10,200

¹ Measurements of capacity, level and current absorbed by pumps, pressure, potability, opening grade of regulation valves.

control is a higher standard of water supply service, and particularly:

- centralized control capabilities by means of interactive video displays and real time monitoring with a complete view of network conditions;
- optimization of the managerial decisions for water system configuration changes necessary to deal with breakdown of plants (with a preliminary assessment by mathematical model of variations in water-flow and piezometric height as a consequence);
- better co-ordination and shorter intervention times in dealing with interruptions of service;
- gathering statistical data;
- access control for safety purposes.

Graphical-digital system

Block diagram 3 briefly shows the graphical-digital system operating at ACEA since 1978. The large number of network and plant drawings, more than 10,000 in both power and water, suggested a computerized treatment. The digital system capacity required to present to the end-user information selected at different levels of detail fits in perfectly with the day-by-day needs of power and water operating teams and offers the prospect of an information framework for computerized support to other public services in Rome and for studies, designs, statistical data gathering, connected with the availability of a logical data

Table 3. Capital costs in US dollars for the complete remote control project; the 1st step amounts are comprehensive of the esteemed inflation effects.

	1st step 1973-1978	2nd step 1978-1981	3rd step 1982-1983	4th step 1984÷	Entire project	Project perc. (%)
Remote control building (operating room, offices)	1,600,000	—	—	—	1,600,000	12 ¹
Remote control system	2,140,000	300,000	400,000	240,000	3,080,000	23,5
Hardware enhancement software development	—	—	610,000	490,000	1,100,000	8
Peripheral station arrangements for remote control	5,700,000	695,000	685,000	510,000	7,590,000	56,5
2nd step new planning	—	295,000	—	—	295,000	²
TOTAL	9,440,000	1,290,000	1,695,000	1,240,000	13,665,000	100

¹ This amount represents the 25% of the capital costs for the whole building in relation to the water remote control system surface utilization (less than 25%) corrected by the installations relative importance.

² This amount is divided between the two 2nd step detail voices.

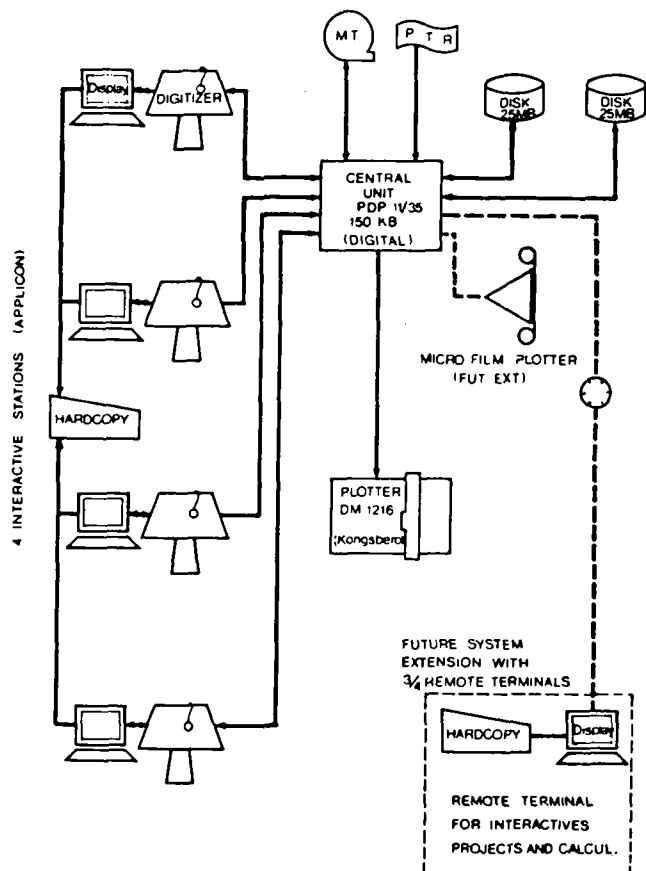


Fig. 3. Graphic Digital System.

Graphical-digital system: unsolved problems

The computerized procedure inserts a further step in the traditional ones: data digitalization in between manual cartography and microfilming. In practice in one experience direct digital input from notes and sketch maps is not advisable and we did not find an overall benefit in terms of productivity: capital and higher operating costs required for the more refined computerized product give an operational result equivalent to the less money and time consuming traditional approach.

The real utility of such a system is logical data utilization (i.e. the statistics and designs not restricted to power and water but can be used for town-planning and other applications concerning the Municipality) although it does not present any particular economic advantage over the simple existing cartographic practices.

For these reasons, a further analysis seems to be necessary before starting the second phase (see Table 5) of the graphical-digital implementation.

Table 5. Graphical-digital system capital costs in US dollars (the 1st step amount is comprehensive of the inflation effects) and operating personnel.

		1st Step 1978÷1981	2nd Step 1982÷
Capital Cost		1,100,000	1,000,000
Personnel	Operators	7	12
	Programmers	—	2
	Technicians	—	2

organization. Particularly interesting is the possibility of selecting the subject of the maps by filtering information from a common data base (i.e. only high voltage network or water main pipes or simply topography of a certain area). Simple and speedy operations update both topography and plant layouts.

At the moment, a centralized data entry system ensures correct file access. Operators through their interactive stations insert cartographical information in the common data base. From the data inserted, a plotter traces the maps that (reproduced in microfiche in as many copies as the users require), update the district microfilmed data base.

Further developments follow (once they are validated by a cost/benefit analysis) are the direct microfilm plotting by-passing the desk plotter, and the connections of remote terminals for interactive design and calculations.

The computerized cartography quality is particularly good. The problem for such a system is the time necessary to create digital files, which has to be taken into account when comparing with drawings by hand.

The use of automatic procedures in digitalizing data from existing traditional paper files is still not satisfactory because of problems concerning the differently written letters and symbols, the recognition of closed geometrical patterns and the logical treatment of crossing lines. These procedures may be suitable for

The water system cartography concerns a territory of 1,000 square kilometers, covered by sixty maps in scale 1:5,000. This accuracy seems to be sufficient for maintenance and management purposes and its digitalization requires at least one man-year.

In program are the cost/benefit analysis for the digitalization in scale 1:1,000 (detailing operating rooms), and the further developments of the system (2nd step of Table 5).

Conclusions

The new possibilities given by computerization in water supply have found in our Company fields of application in a remote control system, in a graphical-digital system and other less relevant applications.

The water remote control, with the background of a ten year analogous experience in power, fits in with the Company's policy of centralized monitoring in order to ensure a higher service standard and to contain the increasing personnel costs. The graphical-digital system, on the contrary, still presents unsolved problems.

The impact of new technology, an integrated view and new job functions contribute to a revision of working schemes and enable the increased complexity of the municipal public service to be successfully managed and to satisfy the expectations of the citizens for an always better quality in power and water supply.

Antonio Ardizzone, Capo Servizio T.I.M.O., dell'Azienda Comunale Elettricità ed Acque (A.C.E.A.), Piazzale Ostiense 2, 00154-Roma, Italie

Préface

Cet article a pour but d'illustrer deux systèmes utilisant l'ordinateur que l'ACEA, Société Communale de

l'Electricité et des Eaux de la ville de Rome, a récemment réalisé pour l'exploitation des services des eaux, vers la fin des années '70.

La première description a pour objet le système centralisé de télécontrôle, au moyen de stations interactives, pour la distribution de l'eau.

La seconde description a pour objet un système graphico-numérique pour la mémorisation des installations et des réseaux déjà existants de la Société et des données cartographiques relatives à la topographie de la ville de Rome, nécessaires pour l'entretien et l'agrandissement du réseau.

L'article donne aussi des indications sur les frais d'investissement du projet de télécontrôle, divisé en 4 phases, sur le nombre des employés nécessaires et sur les frais d'investissement et d'exercice du système graphico-numérique.

Introduction

Le sous-système d'information de la Société qui s'occupe de la gestion des installations des eaux, agit au moyen de deux supports utilisant l'ordinateur:

- le système de télécontrôle
- le système graphico-numérique.

Le but du premier consiste à obtenir un plus haut niveau de qualité dans le service de gestion de l'approvisionnement des eaux pour la ville de Rome et le Latium central, au moyen d'une supervision automatique continue, et la possibilité d'exécuter des télécommandes en temps réel.

Le second système a pour but de créer une banque de données numérique concernant des informations cartographiques ayant différents degrés de précision, qui servira de base pour les exigences de l'exploitation des réseaux électrique et hydrique, et, ensuite, servira de support pour le projet de nouvelles installations et pour les élaborations statistiques sur la base de l'organisation logique des données.

L'idée de la complexité du système des eaux nous est rendue par la fig. 1 (Page 6), où le projet à long terme pour l'approvisionnement en eaux du Latium central est décrit, et par le tableau 1 (Page 1), qui présente des données indicatives de l'ordre de grandeur du système des installations hydrauliques romaines.

L'approvisionnement en eaux de la ville de Rome présente des aspects caractéristiques liés à la conformation du territoire, et en particulier à l'altimétrie, à la variété des espaces urbains existants et à l'histoire des systèmes d'approvisionnement des eaux.

Le système hydrique doit opérer à différents niveaux piézométriques et, en général, la zone de compétence de chaque centre primaire de distribution est définie de façon assez rigide: on effectue des modifications à la topologie (du réseau) de distribution en cas d'urgence.

La majeure partie de la demande en eau de la ville de Rome, pour des raisons historiques et de disponibilité des ressources, est assurée par des sources, et une petite partie seulement est extraite de puits ou bien est constituée par des eaux de superficie traitées de façon appropriée, ceci malgré l'abondance des eaux de superficie qui d'ailleurs ont une nature physico-chimique particulièrement variable.

Il arrive que différentes sources alimentent un réseau d'aqueducs reliés entre eux, aussi bien que des sous-systèmes locaux isolés.

La plupart des sources se trouvent dans la région située au nord-est de Rome à une distance assez considérable (50÷100 Kilomètres) des centres locaux d'alimentation.

Un centre unique de supervision réunit toutes les informations qui concernent le réseau (mesures, signaux d'alarme, commandes, signaux de position) et la possibilité d'exécuter des manoeuvres.

Tous les 163 postes périphériques qui seront télécontrôlés envoient chacun ses données au miniordinateur central: cependant, quelques-uns

d'entr'eux seulement, peuvent exécuter des télécommandes.

Le contrôle centralisé en fonction de la sécurité est un autre champs d'application des solutions offertes par l'utilisation de l'ordinateur, dans le domaine du service des eaux.

Après avoir subi des expériences rares mais significatives d'attentats à des stations électriques à 150 KV, la société a disposé un plan de sécurité qui intéresse aussi bien les installations électriques que celles des eaux.

Le problème de la sécurité a été divisé sous les deux aspects suivants:

- contrôle des accès;
- système d'alarme anti-intrusion.

Le plan d'alarme anti-intrusion prévoit un micro-ordinateur central fourni d'un software approprié de procédé, et d'une unité 1/0 (une unité avec écran visualisateur et imprimante, un panneau synoptique à mosaïque) pour la gestion d'un réseau de microprocesseurs qui contrôlent chacun une station périphérique.

La protection active des centres périphériques agit sur deux niveaux de barrage (pré-alarme et alarme). Actuellement, il existe des systèmes d'alarme isolés anti-intrusion qui intéressent des installations électriques et hydrauliques: quelques-uns d'entr'eux sont reliés opérativement à un micro-ordinateur central. Dans certaines installations, l'image de la cause responsable de l'état d'alarme est transmise au système central au moyen de câbles téléphoniques.

Télécontrôle des eaux: débit des données et installation

Le diagramme à blocs 2 (Page 7) illustre synthétiquement le système de télécontrôle qui est partiellement en activité, depuis 1981, à l'ACEA.

Le système de télécontrôle des eaux permet la supervision centralisée du réseau, au moyen d'un seul centre d'analyse et contrôle.

Le projet complet prévoit le contrôle de 163 postes périphériques avec une durée du cycle de mise à jour qu'on peut estimer en 56 secondes environ; il prévoit aussi le traitement d'environ 10.000 informations différentes (comme indiqué dans le tableau 4) qui concernent les caractéristiques physiques, chimiques et hydrauliques des eaux.

Sous le terme général de station périphérique on se réfère aux installations et centres locaux.

- d'importance considérable, 23 stations de catégorie A, avec systèmes de pompage, réservoirs, salles de contrôle, appareils automatisés locaux, etc...
- d'importance relative mineure, catégorie B, souvent dans des locaux souterrains avec des vannes de blocage et de réglage et appareils hydrauliques divers.

Le coeur du télécontrôle est constitué par un ordinateur de procédé qui reçoit un débit continu de données venant des installations et des postes périphériques.

Les informations, qui sont amenées au moyen de ponts radio et câbles téléphoniques, sont mémorisées en archives statistiques. Quelques-unes d'entr'elles, élaborées de façon appropriée par le software du système et par des séries de programmes d'utilisation, sont présentées sur des unités écran vidéo couleurs (8 couleurs), transformées dans les valeurs actuelles mesurées qui vont ajourner les tracés alphanumériques des schémas des installations.

A partir du moment où on a sélectionné l'appareil qu'il faut manoeuvrer, l'opérateur peut effectuer la télécommande sur l'écran au moyen d'une flèche mobile dirigée par une cloche.

Deux opérateurs sont chargés de la supervision de

l'état du système et réalisent les télécommandes (branchement/débranchement des dispositifs automatisés locaux, commande et réglage des vannes).

Un panneau à mosaïque montre l'état de chaque poste périphérique (marche, arrêt, signalisation).

Le pupitre à 2 places interchangeable pour les opérateurs, les unités à disque, les imprimantes, le panneau à mosaïque et une console pour le télécontrôle de réserve, en cas de défaut de l'ordinateur, sont placés dans une salle d'opération.

Pour permettre d'effectuer en toute sécurité des modifications importantes dans la topologie du réseau, on prévoit un modèle mathématique du système des eaux pour vérifier les résultats des opérations possibles sur les conduites principales, afin de rechercher les connexions qui minimisent les dérangements dus à des dommages dans le système d'approvisionnement et de distribution qui intéressent des parties importantes des installations ou du réseau.

Le couplage de l'ordinateur de procédé du système des eaux avec les ordinateurs de gestion HISI 66/20 et DPS8/52 et le réseau correspondant des périphériques sera un progrès ultérieur.

Ce dernier pas permettra au système d'informatique de la Société de recueillir et traiter des données différentes pour obtenir un tableau synthétique du réseau électrique, hydraulique, et des informations de caractère administratif pour la direction.

Système de télécontrôle des eaux: aspects du développement des frais d'investissement et d'exercice

Des équipes opératives locales sont prévues dans chaque installation où des circonstances potentielles critiques peuvent se vérifier et dans les installations de potabilisation, ceci malgré une réduction générale du personnel en service dans les postes périphériques contrôlés à distance.

Le tableau 2 (Page 8) illustre comment la Société aborde le problème de la restructuration des rôles de travail. Les dispositifs de supervision du nouveau système de contrôle sont très sophistiqués et demandent de plus hautes capacités professionnelles ainsi qu'une redéfinition complète des fonctions du personnel opérationnel comportant de nouvelles positions (entretien du système des moyens vecteurs, développement et entretien du software du système et de l'utilisateur).

Le projet de télécontrôle a une durée de 11 ans et a été divisé en 4 phases.

Les tableaux 3 ou 4 (Page 8) montrent respectivement, d'une part les frais d'investissement de chaque phase (chacune d'entr'elles est divisée par argument), et d'autre part, le nombre de postes périphériques intéressés à chaque phase du projet.

Si les tableaux 2 et 3 constituent la base pour l'évaluation des frais d'investissement et d'exercice, l'analyse des bénéfices est plus difficile.

Le vrai bénéfice, qui justifie l'installation du télécontrôle, à part une réduction du personnel opérationnel est la possibilité d'atteindre un standard plus élevé du service d'approvisionnement en eaux et, en particulier:

- exécution centralisée des manoeuvres au moyen d'unités écrans interactives et supervision en temps réel avec la vision complète des conditions des réseaux;
- optimisation des décisions opératives en cas de modification de la configuration du système des eaux, qui se rendent nécessaires pour faire face à des situations de hors-service des installations, au moyen d'une vérification préalable sur modèles

- mathématiques des variations conséquentes dans les débits et dans les niveaux piézométriques;
- coordination meilleure et temps d'intervention plus courts en cas de situation de hors-service;
- collecte de données statistiques;
- contrôle des accès en fonction de la sécurité.

Système graphico-numérique

Le diagramme à blocs 3 (Page 9) illustre synthétiquement le système graphico-numérique en exercice à l'ACEA depuis 1978.

Vu le grand nombre de dessins des installations et des réseaux (plus de 10.000) concernant la distribution électrique et des eaux, on a appliqué une procédure de traitement par ordinateur.

La capacité du système numérique de présenter à l'utilisateur les informations sélectionnées à différents degrés de précision, s'adapte parfaitement aux exigences de tous les jours des équipes opératives des secteurs électriques et des eaux. De plus, elle offre en perspective, la structure d'information pour l'application de l'ordinateur à d'autres services publics de la ville de Rome, pour réaliser des études et des projets, et pour recueillir des données statistiques liées à la disponibilité d'une organisation logique des données.

Il est particulièrement intéressant de pouvoir sélectionner le sujet du plan en filtrant les informations d'une seule base des données (seulement le réseau haute tension les conduites principales, ou seulement la représentation topographique d'une zone bien définie).

Actuellement, un système centralisé de mémorisation des données, assure un accès correct aux archives.

A travers leurs stations interactives, les opérateurs introduisent des informations cartographiques dans une seule base de données.

A partir des données mémorisées, un "plotter" dessine des plans qui sont reproduits en autant de microfiches correspondant au nombre des utilisateurs et qui ajoutent les bases des données locales.

Finalement, quand l'analyse frais/bénéfices sera confirmée, on prévoit la production directe de microfilm, en passant outre la phase de dessin sur table.

La qualité de la cartographie est particulièrement bonne.

Le problème le plus important de ce système est le temps nécessaire pour créer les archives numériques, temps que l'on ne peut ajouter à celui demandé pour un dessin à la main.

Le recours à l'automatisation dans la numérisation des données, pour les archives de papier existantes, à l'heure actuelle n'est pas encore satisfaisant à cause des problèmes dus à la lecture des diverses écritures, à la compréhension des symboles et des lignes géométriques fermées, et au traitement logique des lignes entrecoupées.

L'automatisation numérique des données pourrait éventuellement être effectuée facilement à partir d'une cartographie dessinée expressément, mais il existe quand même de graves limites dans les traitements logiques des cartes anciennes qui n'ont pas été dessinées dans ce but.

Système graphico-numérique: problèmes à résoudre

Dans le traitement cartographique, l'utilisation de l'ordinateur introduit une phase supplémentaire par rapport à celle traditionnelle: la numérisation des données entre la cartographie et le microfilm.

D'après notre propre expérience, en effet, il ne convient pas de numériser directement à partir de notes et de croquis, et nous n'avons pas relevé un vrai bénéfice en termes de productivité. Nous avons eu des frais d'investissements et des frais d'exercice plus

grands contre un produit traité par ordinateur plus élégant mais équivalent, au point de vue opératif, à ceux traditionnels plus rapides et économiques.

L'utilité réelle d'un système de ce genre se trouve dans l'utilisation logique des données: statistiques et projets de plus grande ampleur, c'est-à-dire non seulement limités aux applications des services électriques et des eaux, mais aussi destinés à des buts multiples, tels les utilisations urbanistes et d'autres applications d'intérêt spécifique de la Commune. D'autre part, ce système ne présente pas toujours un intérêt économique particulier pour les archives de la cartographie. Nous estimons donc nécessaire une analyse supplémentaire avant de commencer la seconde phase (voir tableau 5, Page 9) de l'extension du système graphico-numérique.

Conclusion

A l'ACEA, nous avons appliqué les possibilités nouvelles offertes par l'utilisation de l'ordinateur dans la

gestion du service des eaux, au système de télécontrôle des eaux, au système graphico-numérique et à d'autres systèmes d'intérêt mineur.

Pouvant se baser sur une expérience similaire de 10 ans dans le secteur électrique, le système de télécontrôle des eaux répond à la politique de la société qui tend à réaliser la supervision centralisée, afin d'assurer un standard d'exercice plus élevé et de contenir les frais toujours croissants de personnel. D'autre part, pour le système graphico-numérique, il reste encore des problèmes à résoudre.

De toute façon, le fait de se confronter avec une nouvelle technologie, la vision intégrée et les nouvelles fonctions d'exercice, tout ceci contribue à reviser les schémas de travail et permet de gérer avec succès les difficultés toujours croissantes des systèmes des services publics municipaux et de satisfaire les besoins de la population pour obtenir une qualité toujours meilleure de la gestion des services électriques et des eaux.

M. J. Parker, Group Manager (Water Supply) and R. V. J. Pond, Assistant Divisional Manager (Operations), Thames Water Authority Northern Division

"A SUPERVISORY TELEMETRY SYSTEM USING INTEGRATED OPERATIONAL CONTROL"

Summary

The Paper describes the development of a control system for water supply operations since 1974 with the unique flexibility of a radio interface and the extension of control from a single function service of water supply to monitoring the performance states of a sewage disposal works and sewerage systems and proposals to incorporate land drainage parameters.

1. Introduction

1.1. Development of various stages and types of control have been in progress since 1966 directly arising from an inability to recruit suitable labour. The first phase was installed by the small Authority which was formed from an amalgamation of local Authority water supply undertakings and a small Company as a Joint Water Board in 1966. The Joint Water Board eventually became part of Thames Water Authority in 1974.

1.2. Thus the initial rudimentary control system, consisting of an amalgamation of various different types of instrumentation and transmissions over telephone lines and some new cables laid with trunk mains was instituted to enable the dwindling labour force to be able to control more installations in the absence of ability to use labour in the traditional manner.

1.3. Thereafter the Board resolved on a new centrally controlled system for existing, new and projected installations and the first properly designed control system was set to work in April 1974.

The works controlled are shown in Figure 1 and are that part of the scheme described hereafter as Phase 1.

1.4. The philosophy behind the initial complete design for the relatively simple system illustrated in Phase 1 was to programme a computer to monitor all the necessary control parameters and actuate changes to systems operations having set out all the operating limits and faults considered feasible and programmed the computer to react to the prescribed limits and initiate the control operation required by the circumstances.

Fortunately for our naive view of what was achievable

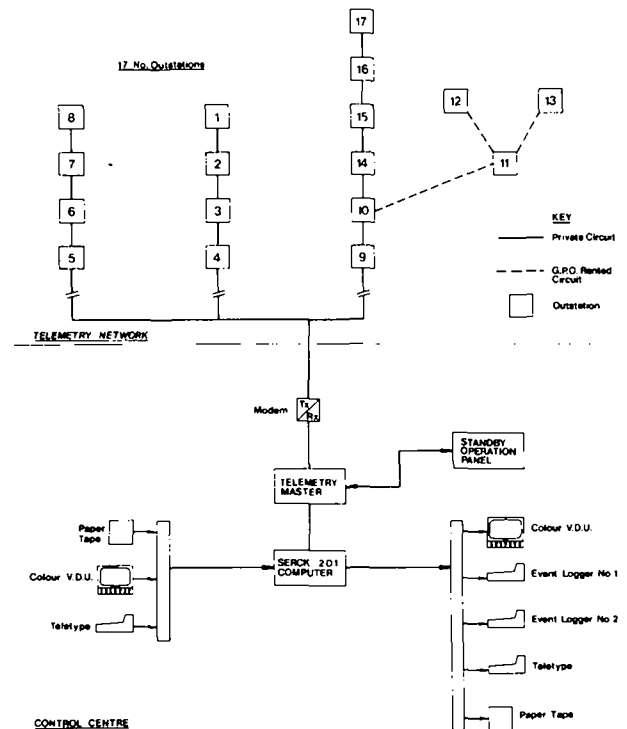


Fig. 1. Telecommunications System Scheme as from April 1974

the design incorporated a manual override system and the completely automatic control was soon outstripped by further development and a new control making use of more up to date technology was shortly introduced.

1.5. The fundamental error in earlier design was to ignore the attendant and make him subservient to the computer such that he had neither the inclination nor the knowledge to provide manual control when things went wrong. It was resolved that new generation control processors would act as the servant of the operator programmed to guide him but requiring him to initiate all the control operations required.

1.6. System Choice

Marlow & Fallside sum this up succinctly in their paper (IWES 1980) under "Operational Strategy" describing:

Option 1—The Manned System

Option 2—The Automated, Partially Manned System

Option 3—The Automated, Unmanned Remotely Supervised System and

Option 4—On-line Computer Control.

It is clear that in our design we have adopted an approach between Option 3 and 4 with the unmanned remotely supervised system but with an on-line computer for data processing and off-line operational options for manual input.

1.7. The ultimate choice in these matters depends on the predictability of the situation and Option 4 may be a practicable system where the supply system is from source to reservoir and thereby gravity distribution to consumers. Where, however, the sources, multiple and diverse in character, pump directly into the distribution system with service reservoirs "floating" on the system the control required is not only over sources and reservoirs but over distribution mains as well. In this situation the decision options become infinitely variable and may vary continuously depending on the work proceeding on the distribution network.

1.8. In this case Option 3 with the advantage of the computer, aiding the decision process is considered to be the most satisfactory.

1.9. The main interest in the installation in the Northern Division of the Thames Water Authority consists in the added role given to the control centre in a multi functional division by interfacing the radio network with the computer. Using a common divisional radio frequency has enabled the alarm states at sewage works and sewage pumping stations to be added to the input information in the control room.

2. Outline description of the system

2.1. The Supervisory Control Scheme may be regarded as being brought into operation in three phases (1974, 1977 and 1982) with planned expansion from the first to the third phases.

Thus the Phase 1 telemetry installation was based on a central processor unit computer with operational presentation of data by a 'four-colour' visual display unit complemented by a relatively simple indication mimic diagram. System data recording was covered primarily by two electric typewriters, while a teletype machine was provided for computer diagnostic print-out.

Communication links between master and out-stations were established over a mixed cable network of G.P.O. and private lines.

2.2. The prime function of the Phase 1 installation was the operation of a Water Supply/Distribution network covering some 17 installations. This basic system was retained in Phase II, the most significant feature of which was the employment of V.H.F. radio to bring in alarm information from additional remote sites within the Authority's divisional area from sewage works and sewage pumping stations. Thus following the re-organisation of the Water Industry in the United Kingdom (1974), the potential use of the control centre in a multifunctional role was soon evident and the second phase was commissioned early in 1977.

2.3. For Phase II the most significant step was the change to full "conversational" software (see Section 4). This had a number of advantages in the extended

system, notably a much greater and more flexible data handling capability.

Furthermore, the elimination of the need for high-level (language) programming, made possible by the conversational approach, enabled the user to "re-compile" the software without calling in the manufacturer's programmers, and this process was in fact carried out by the Authority's engineers. Finally, design policy was maintained in Phase II with the same basic type of outstation and the same computer word structure.

2.4. Further re-organisation (1977) added a significant additional adjoining area for the operation of the Water Supply/Distribution function. The Phase III extensions to the system were then planned and implemented and will be commissioned by the end of 1982. To cater for the confined available space at the original control centre and the better layout of existing telemetry cables, it was decided to relocate the centre in a purpose-built building, some 20km away in the geographic centre of the new combined water supply area.

2.5. Although all the outstation equipment in the first two phases has been retained, the control centre master station, computers and peripherals have been replaced with modern equipment which employs the latest available technology. The conversational software has been retained from Phase II. A substantial number of new out-stations have been purchased for the additional sites to be monitored.

3. Phase I Telemetry installation

3.1. This particular system exemplifies the early stage of the full introduction of software to Supervisory Telemetry which can be seen over the decade from 1971/81. Thus at the beginning of this period, the new software-based schemes gave effectively the same facilities as the more advanced "hard-wired" time-division multiplexed systems which had preceded them, but clearly were much more powerful for both programming and for presentation of information.

The scheme covered 17 outstations, all of a similar configuration and four main groups of system functions were required:—

- i) Plant and other alarms together with state monitoring.
- ii) Controls established in two interdependent steps—"select" followed by "master operate".
- iii) Analogue measurements derived as standard 0-10 mA d.c. signals.
- iv) Integrated flow values derived at outstations as a pulse train output signal for transmission to the master station.

3.2. Master Station

The master station was centred on a desk-level control console extending into two wings from an end panel carrying a battery of telephones. This panel was flanked on one side by the single VDU and control keyboard, and on the other by a local site surveillance television monitor and camera control unit.

A simple wall-mounted mimic diagram was positioned on the "VDU side" of control position, and incorporated the following indication groups:—

- i) 10 "circular" (analogue type) flow rate meters for main source pumping stations.
- ii) 7 "two digit" L.E.D. (Numerical display) level indicators for water towers and reservoirs.
- iii) 16 "lamp symbols" for idle/stopped (red) and running (green) conditions for booster and pumping stations, and covering similar power station "on-off" indication.

Table 1. Typical parameters which are monitored are tabulated below:—

ANOLOGUE	CONTROLS	INTEGRALS	ALARMS	MONITORS
Station Output Flow	Pump No. 1 'On'	Station Flow	Security	Pump No. 1 'Running'
Contact Tank Level	Pump No. 1 'Off'	Borehole Flow	Power Failure	Pump No. 1 'Stopped'
Borehole Level	Pump No. 2 'On'		Low Borehole	Pump No. 2 'Running'
Pumping Main Pressure	Pump No. 2 'Off'		Excess Flow	Pump No. 2 'Stopped'
Voltage	Valve No. 1 'Open'		Starter Overloads	Submersible No. 1 'Running'
Reservoir/Tower Level	Valve No. 1 'Close'		Chlorination Failure	Submersible No. 1 'Stopped'
Final Chlorine Residual	Valve No. 1 'Stop'		Reservoir High	Valve 'Open'
Borehole Flow	Auto Reset		Reservoir Low	Valve 'Closed'
			Invertor Fail	Standby Power Generator— 'Running'
			Pump Fail	Standby Power Generator— 'Stopped'
			Gas Leak	

A standby alternative for VDU-based control through the CPU computer was provided which took the form of an "Operator's Telemetry Panel" enabling a limited system of control to be established manually. This represented a significant saving in cost as against that of a second (reserve) computer (see Fig. 1).

Provision was also made for a "Programmers' Panel" as an additional reserve facility. This enabled changes to be carried out (in the content of the computer core stores), such as the scaling factor on a specific analogue measurement, with the computer still on line. It also permitted control and monitoring of on-line programmes.

With regard to the CPU computer itself, it may be noted that this had a 20 K word core store, and worked with paper tape programming. A tape punch and reader were available at the master station.

Standby power supply for the computer and master station equipment generally was provided by a diesel engine generator set with automatic starting in the event of a mains failure.

3.3. Communication network and outstation equipment

The communication network between master and outstations consisted of Authority private lines and certain lines rented from the G.P.O. (see figure 1).

Where tee-off splits were required from the radial cable network line matching hybrids were fitted in the outstation, while line isolation transformers were provided to terminate all G.P.O. lines. Lightning arrestors were placed in all outstations to protect on-line circuits.

Outstation standby power supply was from a 12V (nominal) battery with local charger providing eight hour duration.

4. Phase II Telemetry installation

4.1. The change to full conversational software was the major feature of the Phase II development, and involved no radical alteration to the existing Phase I scheme.

The "updating" process for the computer was largely one of external additional storage capacity for the conversational mode consisting of 256 K word disc unit, and core store to 28 K words by the addition of two 4 K word capacity blocks.

Additions to computer peripherals associated with the change to conversational working are covered in

Section 4.2. below, which also deals with the interaction between the main telemetry system and the added V.H.F. radio-based data network (Section 5).

It is of interest to note that the developments of Phase II are felt to have become truly practicable only when conversational software became fully available.

4.2. Facilities Associated with the Phase II Software

In practice, compilation can be carried out with the computer on line. With all "files" on the disc (store) entries are made first on to a selected section of the disc and then transferred to a "dump tape" cassette. The latter constitutes a back-up record of information which is available should the original be lost as the result of computer failure or suffer any form of corruption.

The basic "T.A.S.1" word structure, maintained for Phase II, contains 12 "data" (information) bits divided into three blocks of four bits, each block separated from the next by a "space-mark" alternation which is, in effect, a synchronizing signal in the form of start-stop working with high security. A block of three error-checking parity bits, following the final "space-mark" signal, completes the word which is used both for addresses and replies.

With this word structure, and the breakdown of overall addresses into "sub-addresses" which is possible, the resultant combinations obtainable within the word are such that 800 "points" can be covered by this specific system. Thus in referring to this as an "800 point system", 800 main address-type blocks of 12 bits, each representing one "point" can be handled by the system. Alternative constituents of the "point" block are exemplified by a 12 bit "analogue" (measurement) or 12 individual state indications taking up one bit per state.

4.3. Also, with this defined structure entering into the software, "internal points" can be generated within the system to make available 22 programmable steps for calculation. In this connection, 10 bits are employed for the Analogue/Digital Converter to give the resolution accuracy required for the system. For higher resolution accuracies a "double address" technique is adopted.

4.4. On the data recording and storage side, the new conversational approach enabled data to be held ready for virtually immediate retrieval in a number of ways. With the replacement of paper tape by cassette magnetic tape, "historical" data for any point in the system could be made available for direct re-recording, for presentation over a selected period of time on the

VDU as a graph, or by transfer to an X-Y plotter in hard copy "chart" form, and suitable for ascertaining trends etc.

The use of the software "graph package" effectively eliminated the need for chart recorders and paper.

4.5. V.H.F. Radio System

Finally, the most useful technical function rendered practicable in the economic sense by the conversational approach was the acceptance of the V.H.F. radio information by the totally different data handling system of the main telemetry installation (see Figure 2).

Briefly, this V.H.F. system (see Section 5) employs the existing radio telephone network operated by the Authority for communication with operational vehicles.

Voice communication on this network (radio) channel had to take precedence over the data collection function which was to be introduced and surveys of traffic on the network indicated that there was little likelihood of its being saturated and thus preventing data being passed over the channel.

4.6. The telemetry facility by the "V.H.F. system" is self-contained, a main data handling logic unit operates with information collection over the radio channel from the simple "binary" data sources presented by alarm relay contacts.

The system has to be incorporated in the main telemetry system as a subsidiary in order:—

- To display the information it has collected, on the main system.
- To obtain control of its operation, particularly of the passing of information between the two systems from the main systems software.

An example of the latter aspect is afforded by the requirement for the main system to be able to inter-

rogate the subsidiary with a request for information collected by it. In this instance, the subsidiary replies with a shortened "answer-back" indicating for instance whether it is "busy" and thus whether the transfer of information can take place or not. These actions have to be under the control of the main master station as established by its software.

4.7. It is clear that the demands placed on design at the junction between the two systems are extreme. Because of differences in message structure (the subsidiary uses ASCII code as against the computer code of the main system) the interfaces in each direction become complex. In addition, "operational" instructions, e.g. DATA READ INTERRUPT, have to be passed between the two systems with a consequent complication of the transfer process in both directions.

5. V.H.F. radio system

5.1. Historical

An AM V.H.F. frequency was allocated for the use of the Northern Division for all its services. These were to provide radio communication facilities for Water Supply and Distribution, Sewage Disposal Operations, Pollution Control, Transport and New Works.

5.2. System Description

The radio system was required to cover an area of some 1355 km² of undulating terrain which is not ideal for radio coverage. This was achieved by the use of three base station sites inter-connected by U.H.F. radio links for control purposes. The system initially included some 100 mobile units and incorporated all the available technological developments to achieve efficient operation, namely:—

- Selective calling of individual mobiles from the Control position.
- Transmission of mobile identity to the Control position.
- 10 variable status conditions, preset on the mobile and transmitted to the Control position.
- Interrogation of the mobile from Control.
- Paging system from Control.
- Talkthrough on each base station and from one area to another.
- Three sub-controller stations at District Offices connected to the master Control position.
- Alarm outstations for telemetry purposes.

5.3. The Alarm Outstations and its Interface with the Main Telemetry System

The most unique attribute of the telemetry system is the use of some 37 V.H.F. radio alarm outstations directly interfaced into the main control system computers allowing utilisation of all display facilities (V.D.U. and printers).

A typical outstation display for a sewage works would be as tabulated below:—

- Security
- S.O.S.
- Power Fail
- High Wet Sump
- High Dry Sump
- Generator Run
- Motor No. 1 Fail
- Macerator Fail
- Air Pressure Low
- Screen Fail
- Comminutor Fail
- Telemetry Fail

5.4. The acceptance of the radio alarms at the control centre effectively increased its previous role from Water Supply and Distribution to a multi-

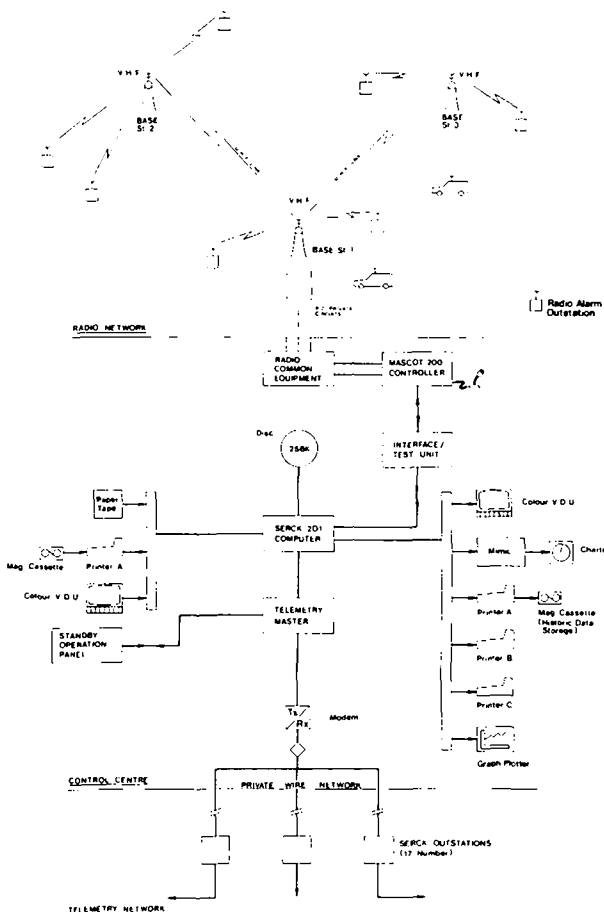


Fig. 2. Telecommunications System Scheme as from February 1977

functional centre, as they are all used for the monitoring of remote unmanned sewage pumping stations and treatment works.

Each alarm outstation consists of a mobile radio telephone and antenna, mobile data unit, a battery charger and the inter-connecting terminal blocks.

Data is transmitted over the normal speech communications channel in the frequency spectrum 300 Hz to 2400 Hz at 600 bauds. Binary coded data is passed between stations in the form of a modulated tone using Differential Phase Shift Keying (D.P.S.K.) on a 1200 Hz sub carrier. The data message is comprised of three sections:—

1. Link Establishment Time (100 ms)
2. Synchronisation (120 ms)
3. Data Word—48 data bits are repeated four times within each message. Each word consists of a 16 bit header followed by 32 bits of binary coded information.

The coding for each alarm outstation is in the form of plug-in printed circuit boards coded to the existing numbers allocated by the Division.

Alarm inputs to the data unit are stored and transmitted via the radio telephone channel only in the absence of a carrier from the station transmitter. The data unit is programmed to repeat the message a maximum of four times at nine-second intervals, until such time as it receives an acknowledgement message indicating valid data. The outstation is equipped for two-way speech between the control room and outstation, to be used as a Maintenance Engineer's facility and is not a normal operational function.

5.5. At the control centre, the information from the outstations is separated from the two other types of input (two tone VI and speech) at the radio manufacturer's common equipment cabinet and routed via cable highways to the computer interface/test unit. This unit decodes the D.P.S.K. signal and converts it into ASCII for presentation to the computer.

The system capacity has been designed so that a maximum of 999 alarm stations can be catered for within the core/software that exists.

5.6. As most public utilities in the United Kingdom operate a VHF radio network for speech purpose, this type of system presents an ideal vehicle for data transmissions paths for low capacity telemetry networks. Its only current drawback being that the licensing authority will not permit the transmission of analogue data over VHF speech channels.

6. Phase II Telemetry installation

6.1. This development now taking place involves a completely new, more powerful, master station and 15 large additional outstations.

The outstation equipment and communications network from Phase I and the conversational software and the VHF alarm outstations from Phase II are retained. The new control centre (see 2.4) will be completely equipped with new hardware, in particular, new computers and peripherals.

The introduction of a standby computer in the control centre is now justifiable and two new computers will therefore be installed working in the 'hot' standby mode to permit auto-changeover in the event of machine failure. Each machine will have 96 K of operating core complete with 196 K of bulk core storage. To make sure that the additional large T.D.M. outstations do not increase the scan duration, four separate telemetry directors will be used instead of the single unit in Phase I. By altering the communications network this way, the original working speed of 600 bauds can be retained.

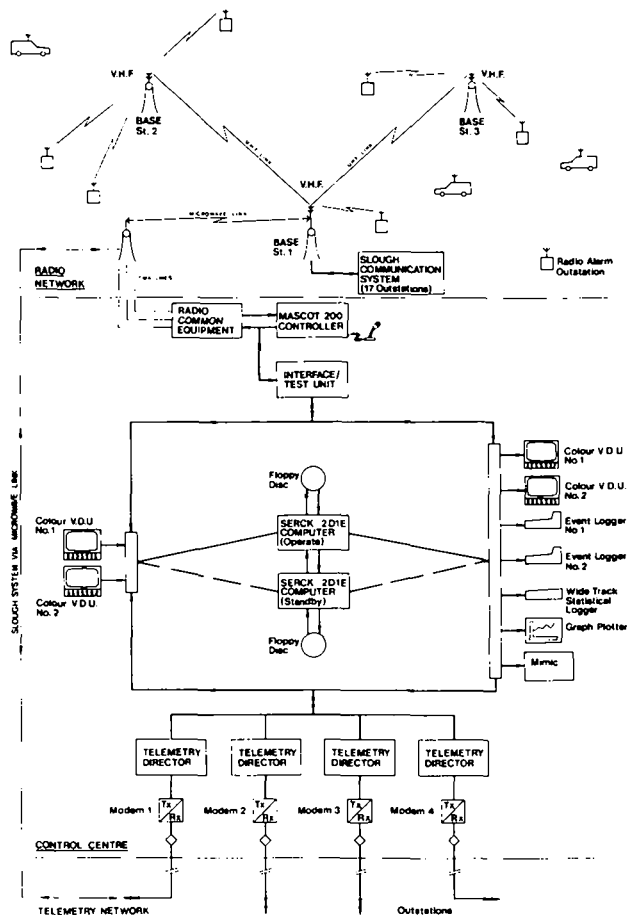


Fig. 3. Telecommunications System Scheme as from Autumn 1982

6.2. Two operator positions with individual V.D.U.s have been provided in the new control centre design.

7. Micro Wave Radio Link

It can be seen (Figure 3) that a microwave radio link, 1.5 GHz—8 channel, has been utilized to connect the two private wire communications networks. For security reasons, the radio equipment has been duplicated and arranged to automatically change over should a piece of equipment fail.

7.1. Intelligent Outstations

Of interest is the use in this system of an intelligent outstation. The largest works which is relatively complex in terms of operational control will be run by a processor associated with its new telemetry outstation and this form will be adopted for future complex works.

8. Future Developments

8.1. Because of the flexibility in the design of the system described it is practicable to add a considerable number of additional outstation monitors and controls on the basic telemetry but the unique aspect is the ability to interface radio signals from outstations on normal networks to provide alarm and control states on the VDU and printers.

The Division is thus able to offer the facility of monitoring a wide range of installations owned by the Authority but maintained by Agency District Councils. In the near future it is planned to add a further 150 unmanned sewage pumping stations to the system and this is likely to be further extended in due course.

8.2. For water supply the system has the capacity to monitor flows in the trunk main distribution system and

thus operate waste monitoring. This control can be extended to monitor waste in discreet areas based on district meters so that once the primary operation of the waste district has been established departures from normal demand can be indicated.

8.3. The effective disinfection of the water supply is the parameter commonly monitored but it is practicable to monitor any other water quality parameter which is capable of on site continuous analyses.

8.4. The Division also has responsibility for main river maintenance functions and any parameters considered desirable can readily be incorporated in the system now being installed.

9. Costs and Savings

9.1. After a few years operation and the development of new sources and pumping stations it became clear that no future works would require continuous manning although cleaning operations still have to be carried out. The complexity of the installations also necessitated employing expert electronic technicians for installation and maintenance.

9.2. It is impossible to say precisely how all the diverse stations would have been designed and operated without the control system but it is likely that some 40 additional operators would have been required on shift cycles without providing the total effective control now possible.

9.3. Savings also accrue from the speed by which faults in the system can be identified and control operations taken to minimise loss and damage. Examples are bursts on trunk mains which can be isolated with the minimum of delay and loss of water can be controlled before district valves can be closed by isolating pumping stations and service reservoirs from the system.

9.4. Another factor which it is not possible to cost is the savings arising from dealing with faults on sewage pumping stations and sewage works which otherwise would have given rise to, at the least, "clearing up"

problems and at the worst sewage flooding affecting domestic properties.

9.5. A cost saving to the Authority has accrued from the use of the telemetry to provide intruder alarms to remote installations. These are not described in the paper but have operated effectively in preventing damage and disruption to supplies.

9.6. So far there has therefore been little opportunity to effect cost savings by using the most economical sources and take advantage of off peak electricity tariffs because the sources at present controlled operate largely as base load stations.

On the completion of Stage III however the new area has different characteristics and the analysis of the most economic use of sources is being undertaken and programmed to obtain the minimum pumping cost and use of energy.

10. Integrity of System

No system of telemetry and control can be 100% safe and great care was taken in the design to analyse the failure of each link in the system and determine the remedial action necessary while the fault was corrected. Due provision has been made to deal with such situations. Each individual pumping station operates on a local fail safe system such that total communication failure does not result in plant shut down.

*N.B. Northern Division is the new name for the Chiltern Division of Thames Water Authority coming into effect on the 1st April, 1982. The system described was designed for Chiltern Division but its use is equally applicable in the New Division which includes a larger sewerage area and river maintenance functions. To avoid confusion in the Paper the term Northern Division has been used throughout.

Acknowledgements

The authors wish to express their thanks to the Thames Water Authority and its predecessors who have supported the work and encouraged the paper. Thanks are also extended to Serck Controls of Leamington and Pye Telecommunications of Cambridge and all those other unnamed staff who have done so much to make the scheme described successful.

M. J. Parker, Group Manager (Distribution de l'eau) and R. V. J. Pond, Assistant Divisional Manager (Opérations), Thames Water Authority, Northern Division,* Royaume-Uni.

"SYSTÈME INTÈGRE DE SURVEILLANCE ET DE CONTROLE PAR TÉLÉMÉTRIE"

Résumé

Cet article décrit le développement d'un système de contrôle de la distribution de l'eau, depuis 1974, et notamment la flexibilité permise par une interface radio et l'extension du contrôle, de la distribution jusqu'au contrôle des performances d'une installation d'évacuation des eaux usées et des propositions pour incorporer des paramètres de drainage du sol.

1. Introduction

1.1 Divers stades et types de contrôle sont en cours de développement depuis 1966, suscités directement des difficultés à trouver du personnel. Une petite "authority" résultant de la fusion d'entreprises de distribution d'eau locales et d'une petite société, le "Joint Water Board" réalisa une première phase en 1966. Cet organisme fut intégré en 1974 à la Thames Water Authority.

1.2 Ainsi le système de contrôle initial et rudimentaire,

fusion de différents types d'instrumentation et disposant d'une transmission par lignes téléphoniques et de quelques câbles nouvellement posés pour la canalisation principale, fut mis en oeuvre afin de permettre à un personnel réduit de contrôler plus d'installations.

1.3 Le Service décida ensuite d'avoir recours à un nouveau système à commande centrale pour les installations existantes, nouvelles et futures et le premier système de contrôle convenablement conçu fut mis en service en avril 1974.

Les usines ainsi contrôlées sont indiquées Fig. 1 (Page 12), et constituent la partie du projet appelé par la suite Phase I.

1.4 La philosophie à l'origine de la conception complète de ce système, relativement simple, et illustré Phase I, fut de programmer un ordinateur, contrôlant tous les paramètres de commande nécessaires et adaptant le fonctionnement du système, compte tenu

des limites et fautes recensées comme possible et programmées dans l'ordinateur.

Heureusement, en égard à notre naïveté, un système manuel de dérivation fut prévu, le contrôle entièrement automatique étant rapidement débordé par des développements nouveaux et un nouveau système fut bientôt introduit, utilisant une technologie plus moderne.

1.5 L'erreur fondamentale de cette première phase fut d'ignorer le personnel surveillant le système, le rendant subordonné à l'ordinateur, de sorte qu'il n'avait ni le désir ni les connaissances pour réagir manuellement lorsque quelque chose n'allait pas. Il fut décidé que les nouveaux processeurs seraient les serviteurs des opérateurs, programmés pour le guider, mais à son service pour toutes les opérations de contrôle requises.

1.6 Choix du système

Marlow & Fallside résumé ce choix de façon succincte (IWES 1980) sous le titre 'Stratégie opérationnelle', décrivant:

Option 1 — Le système avec personnel

Option 2 — Le système automatisé, partiellement avec personnel

Option 3 — Le système automatisé, sans personnel, avec surveillance à distance

Option 4 — Commande directe de l'ordinateur.

Il est évident que dans notre réalisation nous avons adopté une approche qui se trouve entre les options 3 et 4 (sans personnel avec surveillance à distance) mais avec ordinateur on-line pour le traitement des données et les options opérationnelles off-line pour les entrées manuelles.

1.7 Le choix final en ce domaine dépend d'une bonne appréhension de la situation et l'Option 4 pourrait être un système pratique lorsque le système de distribution est constitué de la ressource alimentant le réservoir, l'eau étant distribuée ensuite par gravité aux usagers. Mais lorsque des ressources, aux caractéristiques diverses et multiples, sont pompées directement dans le système de distribution, les réservoirs en service "flottants" sur le système, il faut alors contrôler non seulement les ressources et les réservoirs, mais aussi le réseau lui-même. Dans ce cas les options deviennent infiniment variables et les décisions peuvent varier sans cesse suivant ce qui se passe dans le réseau.

1.8 Dans ce cas l'Option 3 a l'avantage de l'ordinateur qui aide la prise de décisions et semble la plus satisfaisante.

1.9 L'intérêt principal de l'installation de la Northern Division de la Thames Water Authority vient du rôle supplémentaire joué par le centre de contrôle dans une division multi-fonctionnelle, du fait que le réseau radio est relié à l'ordinateur. En utilisant une fréquence radio commune, les alertes aux installations des eaux usées et aux stations de pompage de celles-ci peuvent enrichir l'information arrivant dans la salle de contrôle.

2. Description sommaire du système

2.1 On peut considérer que le Projet de mise sous contrôle a été mis en service en trois phases (1974, 1977 et 1982), avec une expansion programmée de la première à la troisième phase.

Ainsi la Phase I d'installation de la télémétrie fut basée sur un ordinateur avec unité centrale de traitement les données étant visualisées en 'quatre couleurs' sous forme de schémas relativement simples. L'enregistrement des données du système se faisait avec deux machines à écrire électriques, une imprimante éditant le diagnostic de l'ordinateur.

Les communications entre stations passent par un réseau de lignes mixte P.T.T. et privées.

2.2 La fonction essentielle de la Phase I de l'installation consistait à faire marcher un réseau production/distribution d'eau couvrant 17 installations environ. Ce système fut maintenu pendant la Phase II, où fut utilisée une radio THF pour les signaux d'alerte, de sites supplémentaires éloignés se trouvant dans la zone couverte par le Service, usines et stations de pompage des eaux usées. Après la ré-organisation de l'Industrie de l'Eau au Royaume-Uni (1974), l'utilisation multi-fonctionnelle du centre de contrôle devint vite évidente et la deuxième phase fut mise en service au début de 1977.

2.3 Le plus important phénomène de la Phase II fut de passer en "conversationnel" complet (voir chapitre 4). Le système présentait plusieurs avantages, donnant notamment des possibilités beaucoup plus grandes et plus de flexibilité pour traiter les données.

De plus, grâce à l'approche conversationnelle, l'usager pouvait "reconcevoir" le programme sans avoir recours aux logiciels du fabricant, et cette méthode fut en fait employée par les ingénieurs du Service. Finalement, le même type de poste à distance et la même structure des mots de l'ordinateur furent maintenus Phase II.

2.4 Une ré-organisation plus poussée (1977) ajouta une zone complémentaire importante pour le fonctionnement de la production/distribution de l'Eau. Les développements de la Phase III du système furent alors choisis, et seront mis en service avant la fin de 1982. Pour pourvoir à l'espace limité disponible du centre de contrôle original, et permettre la meilleure disposition des câbles téléométriques existants, il fut décidé de transférer le centre dans un bâtiment construit à une vingtaine de kilomètres de distance et au centre géographique de la nouvelle zone de distribution de l'eau.

2.5 Bien que tout le matériel des deux premières phases ait été conservé, le centre de contrôle principal, les ordinateurs et les équipements périphériques ont été remplacés par du matériel moderne utilisant la technologie la plus avancée disponible actuellement. Le programme conversationnel prévu en Phase II a été conservé. Un grand nombre de nouveaux postes à distance ont été achetés pour les points supplémentaires à contrôler.

3. Phase I. Installation de la télémétrie

3.1 Ce système est typique des débuts des contrôles programmés à distance, mis en oeuvre pendant la décennie 1971/1981. Au début de cette période, les nouveaux projets à base de programmation rendaient les mêmes services que les systèmes antérieurs plus perfectionnés de multiplexage "hard wired" avec division du temps; mais ils étaient évidemment plus puissants pour la programmation et pour l'édition de l'information.

Le projet couvrait 17 postes à distance, de configuration semblable et quatre fonctions principales étaient requises:

- i) Alertes à l'usine et ailleurs, et surveillance générale
- ii) contrôle en deux phases interdépendantes: "sélection", et pilotage
- iii) Mesures analogiques obtenues comme signaux standards en c.c. 0-10mA.
- iv) Intégrations des valeurs des débit des postes à distance, comme signal de sortie du train d'impulsions pour transmission à la station centrale.

3.2 Station centrale

La station centrale était centrée sur une console de commande avec pupitre s'étendant sur deux ailes d'un

ANALOGIQUE	COMMANDES	INTEGRALES	ALARMES	CONTROLES
Débit de sortie de la station	Pompe No. 1 'En marche'	Débit de la station	Sécurité	Pompe No. 1 'en marche'
Contact niveau du réservoir	Pompe No. 1 'arrêtée'	Débit puits de sondage	Panne de courant	Pompe No. 1 'arrêtée'
Niveau puits de sondage	Pompe No. 2 'en marche'		Trou de sondage bas	Pompe No. 2 'en marche'
Pression de pompage de la conduite	Pompe No. 2 'arrêtée'		Débit excédentaire	Pompe No. 2 'arrêtée'
Tension	Soupape No. 1 'ouverte'		Surcharge démarreur	Submersible No. 1 'en marche'
Niveau réservoir / tour	Soupape No. 1 'fermée'		Panne chloration	Submersible No. 1 'arrêté'
Résiduel chlore final	Soupape No. 1 'arrêtée'		Réservoir haut	Soupape 'ouverte'
Débit puits de sondage	Re-réglage automatique		Réservoir bas	Soupape 'fermée'
			Panne inverseur	Générateur de réserve 'en marche'
			Panne de la pompe	Générateur de réserve 'arrêté'
			Fuite de gaz	

panneau disposant d'une batterie de téléphones. Ce panneau avait, d'un côté le clavier de commande et VDU simple, et de l'autre un écran de contrôle pour la surveillance du site local et une unité de contrôle par caméra.

Un schéma simple sur le mur était placé 'côté VDU' de la position de commande, et incorporait les groupes indicateurs suivants:

- i) 10 compteurs "circulaires" (type analogique) pour les stations de pompage de la ressource principale
- ii) 7 L.E.D. (affichage numérique) "deux chiffres", indicateurs de niveau pour les châteaux d'eau et les réservoirs.
- iii) 16 "symboles lampes" pour conditions ralenti/arrêt (rouge) et en marche (vert) pour les stations de pompage et de relais, servant aussi à indiquer l'arrêt et la marche des centrales.

Un appareil de réserve pour la commande VDU par ordinateur CPU était fourni sous forme d'un "Panneau de contrôle du fonctionnement à distance", permettant d'effectuer manuellement un contrôle limité. Ceci représentait une économie considérable — au lieu d'avoir un deuxième ordinateur de réserve (Voir Fig. 1 (Page 12)).

En outre, un "Panneau pour Programmateurs" était fourni, qui permettait d'effectuer des changements (dans le contenu des mémoires à ferrites de l'ordinateur), par exemple concernant une mesure analogique donnée, l'ordinateur restant branché. Cela donnait aussi un contrôle des programmes directs.

Quant à l'ordinateur CPU même, il avait une mémoire à ferrites de 20K, et utilisait une programmation par bande, à l'aide d'un perforateur et d'un lecteur disponibles, à la station de base.

Un groupe électrogène avec moteur diesel, et démarrage automatique en cas de panne du secteur, peut fournir du courant de réserve pour l'ordinateur et le matériel de la station de base.

3.3 Réseau de communications et équipement des postes à distance

Le réseau de communications entre station de base et postes à distance consistait en lignes privées plus quelques lignes louées aux P et T. (voir Fig. 1).

Quand des 'tee-off splits', sur le réseau de câbles radiaux sont nécessaires des lignes hybrides adaptées sont placées dans le poste à distance, tandis que des transformateurs de ligne sont fournis en fin des lignes P.T. Des paratonnerres sont placés dans tous les postes à distance pour protéger les circuits directs.

Le courant de réserve pour les postes éloignés vient

d'une batterie de 12V (nominal) fournissant huit heures de service.

4. Phase II. Installation de la télémétrie

4.1 L'adoption d'un système conversationnel complet était la caractéristique principale de la Phase II, ne nécessitant aucun changement radical de la Phase I existante.

La mise à jour a consisté à augmenter la capacité de stockage externe par l'adjonction d'une unité à disque de 256 K, et d'une mémoire à ferrites de 28 K, en ajoutant deux blocs de 4 K.

Ces nouveaux périphériques de l'ordinateur associés au mode conversationnel sont indiqués Section 4.2. ci-dessous, qui traite aussi de l'interaction entre le système de télémétrie principal et le réseau de données THF (Section 5).

Il est intéressant de noter que les aménagements de la Phase II sont considérés comme étant devenus vraiment utiles à partir du moment où le software conversationnel est devenu disponible.

4.2 Services associés au software en Phase II

En pratique, il est possible d'effectuer une compilation directement avec l'ordinateur. Tous les "dossiers" sont sur disques (mémoire), les entrées se font d'abord sur la section choisie du disque puis elles sont transférées sur cassette "bande analyse-mémoire". Celle-ci constitue une fiche d'information de secours disponible pour le cas où l'original serait perdu, à la suite d'une panne de l'ordinateur, ou pour une quelconque forme de corruption.

La structure de base des mots "T.A.S.1", gardée en Phase II, contient 12 bits de "données" (information) divisés en trois blocs de quatre bits, chaque bloc séparé du bloc suivant par une alternation "marque-espace" qui est, en fait, un signal de synchronisation sous forme de démarrage-arrêt de haute sécurité. Un bloc de trois contrôles de parité, après le dernier signal "marque-espace" complète le mot qui sert pour les adresses et les réponses.

Avec cette structure de mots, et la possibilité de ventiler des adresses en "sous-adresses", les combinaisons possibles sont telles que 800 "points" peuvent être couverts avec ce système particulier. Se référant à ceci comme à un "système en 800 points", 800 blocs type-adresses de 12 bits, chacun représentant un "point" peuvent être traités par le système. Des composants de réserve du bloc "point" sont illustrés par une mesure "analogique" 12 bits ou par 12 indications individuelles d'état prenant un bit par état.

4.3 Avec cette structure bien définie faisant partie du software des "points internes" peuvent être générés dans le système pour rendre disponible 22 stades programmables pour les calculs. A cet effet, 10 bits sont utilisés par le Convertisseur Analogique/Numérique pour donner l'exactitude de résolution requise pour le système. Pour des exactitudes de résolution plus élevées, une technique "adresse double" est adoptée.

4.4 Côté enregistrement et stockage des données, la nouvelle approche conversationnelle permettait de retrouver pratiquement et immédiatement une certaine donnée de diverses façons. Avec le remplacement de la bande-papier par des bandes magnétiques sur cassettes, des données "historiques" pour tout point du système pouvaient être rendues disponibles pour un re-enregistrement direct, et pour présentation pendant une période de temps donnée, sur le VDU comme graphique ou par transfert sur une fiche de connexion X-Y sous forme de "diagramme" convenant pour évaluer les tendances, etc.

L'utilisation du programme "enregistrement graphique" éliminait effectivement le besoin d'enregistreurs de cartes et de papier.

4.5 *Système radio T.H.F.*

Enfin la fonction technique la plus utile au plan rentabilité qu'a apporté l'approche conversationnelle fut l'acceptation de l'information radio T.H.F. par un système totalement différent de traitement de données de l'installation principale de télémétrie (voir Fig. 2 (Page 15)).

En résumé, ce système T.H.F. (voir Section 5) se sert du réseau téléphonique radio existant utilisé par le Service pour communiquer avec les véhicules opérationnels.

La communication orale sur ce réseau (radio) devait être prééminente par rapport à la fonction obtention de données qui devait être introduite et des études du trafic sur le réseau indiquaient qu'une saturation, était peu probable, qui aurait empêché de transmettre les données par cette voie.

4.6 L'installation de télémétrie par "système T.H.F." est autonome, une logique traitant les données fonctionnant par regroupement d'informations, sur le canal radio des sources de données "binaires" simples présentées par contacts relais alerte.

Le système doit être incorporé dans le système télémétrique de base afin:

- a) d'afficher l'information obtenue sur le système de base;
- b) d'obtenir le contrôle de son fonctionnement, en particulier la transmission d'informations entre les deux systèmes et le système de base.

Un exemple de ce dernier aspect est donné par le fait que le système de base a besoin de pouvoir interroger l'auxiliaire, lui demandant les informations qu'il a recueillies. Dans ce cas, l'auxiliaire répond avec un "answer-back" abrégé indiquant par exemple si elle est "occupé", donc si le transfert des informations peut se faire ou non. Ceci doit se réaliser sous le contrôle de la station principale, comme établi par son programme.

4.7 Il est clair que les exigences dans la jonction entre les deux systèmes sont très sévères. A cause des différences dans la structure des messages (l'auxiliaire utilise le code ASCII différent du code de l'ordinateur du système principal), les interfaces dans chaque direction deviennent complexes. De plus, les instructions "opérationnelles" (DATA READ INTERRUPT) doivent être transmises entre les deux systèmes ce qui complique le processus de transfert dans les deux directions.

5. Système Radio T.H.F.

5.1 *Historique*

Une fréquence AM T.H.F. fut allouée à la Northern Division. Il fallait réaliser une communication radio concernant la production et la distribution d'eau, l'évacuation des eaux usées, le contrôle de la pollution, le transport et les travaux neufs.

5.2 *Description du système*

Le système radio devait s'étendre sur une zone d'environ 1355 km² de terrain vallonné qui ne convenait pas parfaitement à une couverture radio. Le problème fut résolu en utilisant trois stations de base reliées par radio U.H.F. pour le contrôle. Au début le système comprenait environ 100 unités mobiles et incorporait tous les développements technologiques disponibles pour obtenir un fonctionnement efficace, soit:

1. Appel sélectif d'unités mobiles individuelles de la position de commande.
2. Transmission de l'identité d'une unité mobile à la position de commande.
3. 10 conditions d'état variables, préétablies sur l'unité mobile et transmises à la position de commande.
4. Interrogation de l'unité mobile de la position de commande.
5. Système de recherche de la position de commande.
6. Echange de paroles à chaque station de base et d'une zone à une autre.
7. Trois sous-stations de contrôle aux Bureaux Régionaux reliées à la position de commande principale.
8. Alertes aux stations éloignées pour la télémétrie.

5.3 *Les stations éloignées; interface avec le système principal de télémétrie*

Le caractère vraiment unique du système de télémétrie est le fait d'utiliser 37 postes d'alertes par radio T.H.F. directement reliés aux ordinateurs du système de commande permettant ainsi d'employer toutes les installations d'affichage (V.D.U. et imprimeurs).

Un affichage typique de station éloignée pour le système des égouts serait comme suit:

1. Sécurité
2. S.O.S.
3. Panne courant
4. Carter à bain d'huile haut
5. Carter sec haut
6. Marche générateur
7. Panne Moteur No. 1
8. Cuve de macération en panne
9. Pression de l'air basse
10. Panne tamisage
11. Panne dilacérateur
12. Panne télémétrie.

5.4 La réception des alertes par radio au centre de commande a effectivement accru le rôle de la distribution de l'eau en centre multi-fonctionnel, car toutes servent à contrôler les stations éloignées de pompage des eaux d'égout et les installations de traitement fonctionnant sans personnel.

Chaque alarme dans les postes éloignés comprend un téléphone radio mobile avec antenne, un bloc de données mobile, un rechargeur de batterie et les terminaux de raccord.

Les données sont transmises par voie normale pour les communications verbales dans le spectre de fréquence 300 Hz à 2400 Hz à 600 bauds. Les données en code binaire sont transmises entre les stations sous

forme d'une tonalité modulée utilisant un Clavier de Décalage de Phase Différentiel (Differential Phase Shift Keying—D.P.S.K.) sur sous-porteur de 1200 Hz. Le message comprend trois sections:

1. Temps d'Établissement de la Liaison (100 ms)
2. Synchronisation (120 ms)
3. Message—48 bits de données répétés quatre fois. Chaque mot est formé d'un titre 16 bit suivi de 32 bits d'information codée binaire.

Le codage pour chaque poste éloigné d'alerte est sous forme d'un circuit imprimé enfichable codé sur les nombres existants alloués par la Division.

Les entrées de données d'alerte sont stockées et transmises par téléphone radio seulement en l'absence d'un porteur du transmetteur de la station de base principale. L'ensemble des données est programmé pour répéter le message quatre fois au plus à neuf secondes d'intervalle, jusqu'à réception d'un accusé de réception indiquant des données valables. Le poste éloigné est équipé pour discours bi-directionnel entre la salle de commande et le poste éloigné, à utiliser comme service de l'Ingénieur du Maintenance; ce n'est pas une fonction opérationnelle normale.

5.5 Au centre de commande, l'information des postes éloignés est séparée au sein de l'installation des deux autres types d'entrées (deux tonalités VI et paroles) et elle est reliée par câbles à l'interface de l'ordinateur/unité d'essai. Cette unité décode le signal D.P.S.K. et le transforme en ASCII pour présentation à l'ordinateur.

La capacité du système a été conçue pour qu'un maximum de 999 stations d'alarme puisse être traité dans le tore/logiciel qui existe.

5.6 La plupart des services publics au Royaume-Uni utilisent un réseau radio THF, ce type de système constituant un véhicule idéal pour la transmission de données pour réseaux téléométriques à faible capacité. Le seul inconvénient vient de ce que les services d'autorisation ne permettent pas de transmettre des données analogiques par canaux de paroles THF.

6. Phase III. Installation de la téléométrie

6.1 La phase de mise en oeuvre actuelle concerne une station principale complètement nouvelle, plus puissante, et 15 postes à distance supplémentaires.

Le matériel pour les postes à distance et le réseau des communications de la Phase I et le software conversationnel et les postes à distance d'alerte THF de la Phase II sont conservés. Le nouveau centre de commande (voir 2.4) disposera du hardware neuf, en particulier ordinateurs et périphériques.

L'introduction d'un ordinateur de réserve dans le centre de commande est maintenant légitime; deux nouveaux ordinateurs seront installés comme réserve en cas d'urgence pour un changement automatique en cas de panne de la machine. Chaque machine aura 96 K de tore de fonctionnement avec 196 K de mémoire à tores. Pour être sûr que les nouveaux postes à distance T.D.M. n'augmentent pas la durée de balayage, quatre guides de téléométrie au lieu d'un sont utilisés pendant la Phase I. En modifiant le réseau de communications ainsi, la vitesse originale de 600 bauds sera maintenue.

6.2 Deux positions de fonctionnement avec des V.D.U. individuels sont fournies dans le nouveau centre de commande.

7. Liaison radio par micro-onde

On peut voir (Fig. 3 (Page 16)) qu'une liaison radio par micro-onde de 1,5GHz, 8 canaux, a été utilisée pour relier les deux réseaux de communications privés. Pour

des raisons de sécurité, le matériel radio est dédoublé et disposé de façon à obtenir un transfert automatique si une pièce du matériel tombait en panne.

7.1 Postes à distance "intelligents"

L'utilisation de postes à distance "intelligent" dans ce système est intéressant. L'installation la plus importante, relativement complexe du point de vue contrôle de fonctionnement, sera conduite par processeur, associé au nouveau poste de téléométrie à distance et les installations complexes envisagées pour l'avenir adopteront cette forme.

8. Développements d'avenir

8.1 Grâce à la flexibilité dans la conception du système évoqué, il est possible d'ajouter plusieurs postes de surveillance et de commande dans les stations, à distance employant la téléométrie fondamentale, mais le caractère particulier vient de la possibilité de connecter les signaux radio des postes à distance sur les réseaux normaux pour fournir des alertes et des commandes sur VDU et téléimprimeurs.

La Division peut ainsi contrôler une vaste gamme d'installations appartenant au Service mais entretenues par des Conseils d'Agences Régionaux. Dans un proche avenir il est prévu que 150 stations de pompage automatiques des eaux d'égout seront ajoutées au système et cela n'est qu'un début.

8.2 Pour la distribution de l'eau le système peut contrôler les débits dans le réseau principal de distribution, contrôlant ainsi les pentes. Cette commande peut aussi contrôler les pentes dans certaines zones, à partir des compteurs de district de sorte qu'une fois le fonctionnement primaire du district bien établi les écarts vis à vis de la demande normale peuvent être indiqués.

8.3 Le paramètre le plus souvent contrôlé est le désinfectant utilisé dans la production de l'eau; mais il est possible de contrôler tout autre paramètre de la qualité de l'eau qui peut être analysé de façon continue sur place.

8.4 La Division est responsable aussi pour les fonctions de maintien des cours d'eau et de toute variable considérée utile peut être incorporée dans le système, en cours d'installation.

9. Coût et économies

9.1 Après quelques années de fonctionnement et le développement de nouvelles ressources, et de nouvelles stations de pompage, les installations futures paraissent ne plus nécessiter un personnel fixe; mais il y aurait toujours des opérations de nettoyage nécessaires. La complexité des installations requiert aussi l'embauche d'experts dans le domaine de l'électronique pour l'installation et l'entretien.

9.2 Il n'est pas possible de dire exactement comment toutes les diverses stations auraient été conçues et gérées sans ce système de commande, mais il est probable qu'il eut fallu une quarantaine d'utilisateurs de plus, travaillant en équipes, sans pour autant donner le niveau de mise sous contrôle aujourd'hui possible.

9.3 Des économies viennent aussi de la vitesse avec laquelle les fautes peuvent être identifiées dans le système et des mesures prises pour minimiser pertes et dégâts. Ainsi des conduites qui éclatent peuvent être identifiées dans un délai minimum et la perte d'eau contrôlée avant de fermer les soupapes locales en isolant les stations de pompage et les réservoirs en service du système.

9.4 Une autre facteur difficile à évaluer financièrement est l'économie venant de ce que les erreurs à la station

de pompage des eaux d'égout et des eaux usées sont traitées directement au lieu de devenir, au mieux, un problème de 'nettoyage' et au pire une inondation des eaux usées atteignant les propriétés domestiques.

9.5 L'utilisation de la télémétrie pour donner l'alerte dans les installations éloignées permet au Service de réaliser des économies. Cette contribution ne s'y réfère pas mais elle fonctionne efficacement pour empêcher les dégâts et les coupures dans la distribution.

9.6 Jusqu'à présent il y a eu peu d'occasions d'effectuer des économies en utilisant les ressources les plus économiques et en tirant avantage des tarifs de l'électricité pendant les heures creuses parce que les ressources qui sont actuellement contrôlées fonctionnent surtout comme stations de base.

Avec la mise en service de la Phase III cependant les caractéristiques vont changer et une analyse de l'optimisation de l'utilisation des ressources est en train d'être programmée pour atteindre un coût de pompage et d'utilisation d'énergie minimums.

10. Fiabilité du système

Aucun système de télémétrie et de commande ne peut être fiable à 100%; beaucoup de soins furent consacrés

à analyser les points faibles de chaque chaînon du système et à déterminer l'action nécessaire pendant que l'erreur était en cours de correction. On a soigneusement pris en compte ces situations. Chaque station de pompage individuelle fonctionne avec un système de protection tel qu'une panne totale des communications n'entraînerait pas la fermeture de l'installation.

* Northern Division est le nouveau nom depuis le 1 avril 1982 de la Chiltern Division de la Thames Water Authority. Le système décrit conçu pour le Chiltern Division, sera utilisé par la nouvelle Division et comportera un plus grand système d'égouts et plus de travaux d'entretien des rivières. La désignation "Northern Division" est utilisée ici pour éviter toute confusion.

Remerciements

Les auteurs tiennent à remercier la Thames Water Authority, et ses prédécesseurs, qui ont encouragé ce travail et la rédaction de cette contribution. Nous remercions aussi Serck Controls de Leamington et Pye Telecommunications de Cambridge et tout le personnel qui ont tant fait pour assurer la réussite du projet évoqué ici.

J. Bo Bartelt, Department Head, Kemp & Lauritzen A/S, Denmark

"UNMANNED COMPUTER SURVEILLANCE AND CONTROL"

There is in Denmark a long tradition for the use of unmanned surveillance systems in the daily operation and maintenance of public utilities, such as water supplies.

In order to maintain uninterrupted supply during call in of personnel and repair of faults it is essential that the supply system will continue to function for some time after the malfunction has been reported.

To secure uninterrupted supply the hydraulic system and the control system must be designed for it.

When designing the unmanned control system one may choose either a centralized or a distributed computer configuration as to attain the supply security during the call in time. Also the site of the control centre must be chosen to give maximum of manual control in all fault conditions.

The chosen system must match the staff of technicians and the relevant agreements with the trade unions.

The following will focus on the various equipment for calling in personnel, here called alarm equipment.

The most simple system is a lamp or a bell connected to the control equipment via a private telephone line. The technician on duty can stay at home but he has to be near the bell and can only get one level of alarm and has to go to the control centre for more detailed information.

Other types of equipment give more flexibility concerning the addresses of the alarm receiver and the numbers of alarm levels received. These systems are

connected to the public telephone network or use radiotransmissions.

The advantage of getting more detailed information may save the technician for going to the control centre and enable him to go directly to the faulty plant.

With the latest development the technician may receive a print out of the alarm and may be able to ask for more detailed information about the instantaneous state of the water supply. He will even be able to change his telephone number and go for a visit and still receive urgent messages.

An example of an existing alarm system installed at the Municipality of Fredensborg will show how it can be done.

This system is based on a dial up equipment with 72 different tracks of spoken messages. Some of the alarms are activated by the central computer, others directly by alarm sensors.

The system is connected to a local radio station and the receivers are hand held radio sets. The technician on duty will receive the call through his radio set.

Outside normal office hours of the water supply an automatic answering equipment can record any complaint or message spoken to it. While recording, a signal is sent to the alarm equipment and the technician can replay the message by sound control of the answering equipment.

This system gives the technicians a high degree of mobility within the range of the radio transmitter.

Rudolf Schlatter, Dipl. Ing. ETHZ, Himmelrich 16b, CH-6340 Baar, Switzerland

"SPECIALISED APPLICATIONS OF CUMPUTERISATION IN WATER SUPPLY"

1) **Digital techniques** were used in the beginning only for central data processing, then later on for data transmission and local control, and since recently also in measuring instruments (fig. 1). This became

possible because of the enormous and continuous miniaturization of computers.

It is difficult to draw the line between the various applications of computers, which are generally known

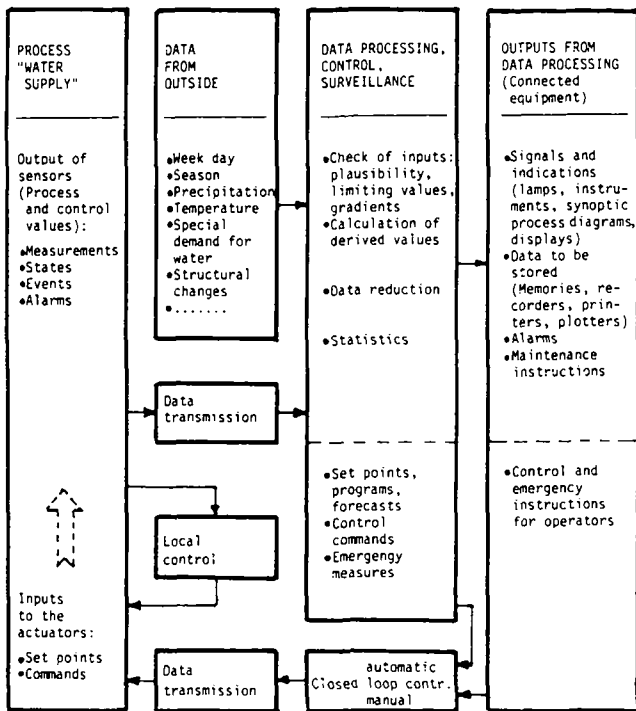


Fig. 1

WATER SUPPLY

Process and external data.
Interrelations and functions of the Process Control.

and practised; and the ones which actually are "specialised applications in water supply". This paper only talks about "on-line" use of computers, not about planning, laboratory work and pipe-line network calculation, for instance.

2) **Statistics** should show relevant values, events and connections at well considered extents, combinations and rhythms to enable the "human software" to ponder and make those considerations and decisions which no computer can possibly take over.

The central computer (e.g. fig. 2 or 3) determines the hourly and daily production and consumption rates from the flow and level information. These figures—like the monthly and yearly values—are stored and delivered as print-outs, plots, or on screen.

An example out of the innumerable evaluation possibilities: comparing the consumption at the same hour, e.g. 2-3 a.m., enables to investigate water losses.

The operating protocol may also include service instructions for the operating personnel.

3) Surveillance of Measuring and Transmitting Equipment

The computer checks not only if characteristic signals are regularly coming in, if m^3 -impulses (at operating pumps or at open valves) arrive in due time, but also if the gradients $\Delta X/\Delta t$ of the process data are within plausible limits. Further, it utilized other interrelations in the system.

4) Computer Application for Water Transport Systems (fig. 2)

For controls of deliveries to the partners, billing, surveillance of flow and quantity options, and for optimizing the transport in relation to costs and water quality.

Leaks are detected and the transport line is automatically stopped, if necessary. Special measurements help to avoid false alarms.

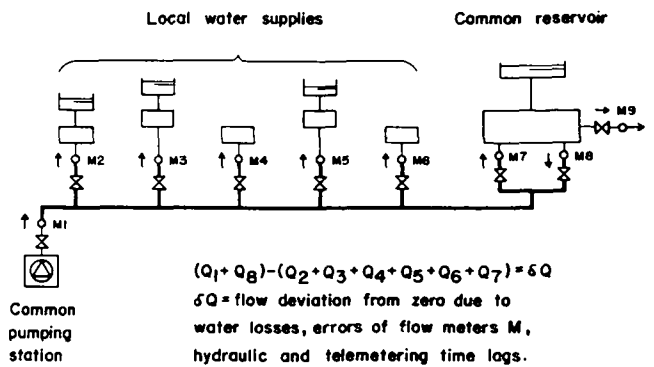


Fig. 2

Surveillance of a water transport conduit

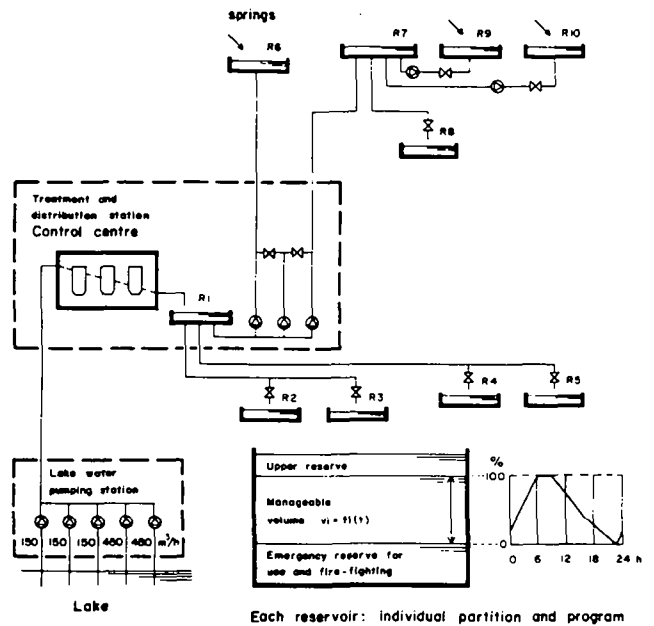


Fig. 3

District Supply with computer-controlled water treatment and distribution.

5) Novel Computer Application for the Treatment and Distribution in Regional Supply (fig. 3)

The computer runs all reservoirs according to individual, mutually optimized time tables.

At the beginning of the electricity low tariff period, it figures out the unoccupied manageable volume of all reservoirs and determines the number of pumps for untreated water which continuously supply the treatment plant, so that all reservoirs reach the desired degree of admission in time.

Furthermore, the computer monitors all filters and regulates their rinsing process of 50-100 steps each.

6) **The above mentioned examples** represent a small selection of modern computer applications. It is their function to: save water, energy, chemicals, operating costs; unburden the personnel, guarantee high supply safety, avoid damages, and take optimal measures also in case of failures.

Demands are steadily increasing, as well as the use of computers, which must always be tested for each plant individually on benefits, simplicity and costs.

Feasibility of dual or multiple water supply systems

Faisabilité de systèmes doubles ou multiples de distribution d'eau

Author: D.A. Okun (USA)
Auteur:
Leading Contributors: Dr Ing. K. A. Möhle (Germany)
Contributeurs Principaux: T. Wahlgren (Sweden)

LIBRARY
International Reference Centre
for Community Water Supply

Daniel A. Okun, Kenan Professor of Environmental Engineering, University of North Carolina at Chapel Hill and consultant, Camp, Dresser and McKee, Inc., Boston.

"DUAL WATER SUPPLY SYSTEMS"*

Dual water supply systems, with one system serving potable water and the other providing water of lesser quality for nonpotable purposes, are not new. According to Frontinus, a new aqueduct drew water to Rome almost 2000 years ago that was so unwholesome that it was not used for potable purposes but rather "... to avoid drawing upon the better sources of supply ..."¹ Preserving limited quantities of high quality water for potable purposes still constitutes a principal impetus for the development of dual systems.

In 1958, the UN Economic and Social Council stated: "No higher quality water, unless there is a surplus of it, should be used for a purpose that can tolerate a lower grade."² Surpluses of high quality water for nonpotable purposes are becoming less available.

Furthermore, in the industrialized countries we have become sanguine about our ability to eliminate biological contaminants that in the past were responsible for epidemics. However, present technology is not adequate to assure removal of the synthetic organic chemicals that are being continuously created and that may prove harmful when ingested over long periods of time. Meanwhile, in the developing countries, the biological contaminants continue to pose threats to health and treatment facilities are not always available or effectively operated. Thus, in both industrialized and developing countries, the utilization of water from limited protected sources solely for potable purposes is attractive.

Lastly, in the industrialized countries the requirement for water pollution abatement has resulted in production of effluents of such high quality that they are often too valuable to be discarded. In the U.S., the very high standards calling for so-called "advanced waste treatment" (AWT) prior to discharge of effluents to surface waters has been so costly that reclamation for non-potable reuse actually reduces treatment costs.

Dual or even multiple supplies have been used where the major sources of water have been found to be unsatisfactory for one or more of the following reasons: high iron content resulting in discoloration of the water; high fluoride content resulting in fluorosis; high mineralization resulting in poor taste and emetic effects; and physical impairment, such as excessive turbidity.

In such instances, alternative supplies, such as roof catchments for rainwater which is stored in cisterns, are used for potable purposes while the more ample, though lesser quality, supply is used for other purposes. Among the affluent, bottled waters are often used for drinking.

Dual systems are also found where industry uses reclaimed wastewater for process and cooling. Some 45 years ago, Baltimore wastewaters, after secondary treatment followed by screening and chlorination, were sold and delivered through a 2.4-m pipeline 7.2 km long to the Sparrows Point plant of the Bethlehem Steel Corporation.³

While there are many uses for reclaimed wastewater, by far the largest use is for irrigation, as indicated in Table 1. Half the states of the U.S. have such projects.⁴

Table 1 Reuse Projects in the United States

Use	1971	1979
Irrigation, agricultural and landscape	400	470
Industry	15	29
Groundwater Recharge	10	11
Fish propagation, recreation, etc.	5	26
	430	536

This paper focuses on supplies that are characterized by dual distribution systems, where both potable and nonpotable supplies are distributed by pipeline to large numbers of customers. Acceptance of dual distribution systems as a viable option in the U.S. is indicated by the change in posture of the American Water Works Association. A keynote paper at their annual conference in 1968 suggesting that dual water supply systems be considered created so much controversy that it could not be published in the *Journal* without including a rebuttal.⁵ By 1976, however, AWWA had sponsored a seminar on dual distribution systems at its annual conference⁶ and created a committee on dual distribution systems.

Using reclaimed wastewater for nonpotable purposes in dual distribution systems can provide the following benefits:

(1) Wastewater reuse for nonpotable purposes relieves the pressure on high quality waters, so that these can serve larger populations;

(2) The cost of providing reclaimed wastewater for nonpotable purposes, including the additional cost for distribution, may be less than the cost of developing additional high quality freshwater sources;

(3) Wastewater reuse reduces the burden of pollution of the receiving body of water; and

(4) The population is relieved of the risk of utilizing water drawn from polluted sources.

Quality Requirements for Dual Distribution Systems

Potable supplies should, of course, meet the appropriate drinking water standards. As time goes on, these are understandably becoming more rigorous, principally with the inclusion of additional contaminants. One of the advantages of dual systems is that the potable water may be drawn from a source protected from outside chemicals, so that their monitoring and removal which is expensive and often outside the competence of smaller water purveyors, would not be necessary.

Tables 2 and 3 show the primary and secondary drinking water standards that are applicable in the U.S. Secondary standards are not health related. The six synthetic organic chemicals, all pesticides, were not in the previous standards while the standard for trihalomethanes (THMs) is taking effect this year and applies only to communities of over 10 000 population because of the difficulty and cost of meeting this standard in small communities.

Table 2 National Interim Primary Drinking Water Regulations

Maximum Contaminant Levels (MCL)			
Contaminant	MCL (mg/l)	Contaminant	MCL (mg/l)
<i>Inorganic</i>		<i>Organic</i>	
Arsenic	0,05	Endrin	0,002
Barium	1,0	Lindane	0,004
Cadmium	0,01	Methoxychlor	0,1
Chromium	0,05	Toxaphene	0,005
Lead	0,05		
Mercury	0,002	2,4-D	0,1
Nitrate (as N)	10,0	2,4,5-TP Silvex	0,01
Selenium	0,01		
Silver	0,05	Trihalomethane	0,1
Turbidity	1 unit		
Fluoride	1,4-2,4	Bacterial, coliform	1/100 ml

Table 3 National Secondary Drinking Water Regulations

Secondary Maximum Contaminant Levels	
Contaminant	MCL
Chloride	250 mg/l
Color	15 color units
Copper	1 mg/l
Corrosivity	Non-corrosive
Foaming agents	0,5 mg/l
Hydrogen sulfide	0,5 mg/l
Iron	0,3 mg/l
Manganese	0,05 mg/l
Odor	3 threshold odor
pH	6,5-8,5
Sulfate	250 mg/l
TDS	500 mg/l
Zinc	5 mg/l

While potable supplies should meet primary and secondary standards, nonpotable supplies need meet only the secondary standards. However, in dual systems the nonpotable water should be of such bacterial quality that inadvertent ingestion would not lead to disease, and so it also should meet the bacterial and turbidity standards.

The treatment adopted most widely in the U.S. for reclamation of wastewater for nonpotable distribution systems is coagulation and filtration of secondary effluents followed by disinfection with chlorine (Fig. 1). More costly AWT facilities, which provide phosphorus and nitrogen removal, are contraindicated as the phosphorus and nitrogen are valuable nutrients in nonpotable water used for irrigation. Where the wastewater contains industrial discharges that might affect reuse, industrial waste pretreatment might be mandated.

While viruses are not yet included in the drinking water standards for potable water, a study conducted by the Sanitation Districts of Los Angeles County⁷ indicated that this treatment would be adequate to

assure viral safety both for ingestion and for exposure to aerosols in irrigation or from plumes from cooling towers.⁸

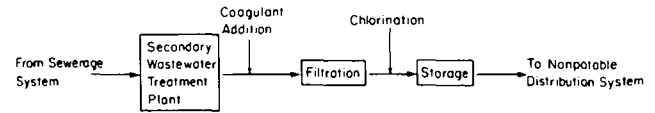


Fig. 1. Typical treatment for reclamation of wastewater for non-potable use.

Water Quantity

Average consumption in American communities ranges from about 500 to 750 l/cap d. Tables 4 and 5 indicate the allocation of this water.

Table 4: Community Water Use in U.S.

Use	%
Residential	40
Commercial	15
Industrial	25
Public, including watering	5
Unaccounted	15
TOTAL	100

Table 5: Residential Water Use in U.S.

Use	%
Toilet flushing	40
Bathing	25
Laundry	15
Drinking and culinary	10
Misc., incl. lawn watering and car washing	10
TOTAL	100

If potable water were used only for drinking and cooking, the nonpotable supply would provide 95% of the total. However, these averages vary substantially from community to community. In arid and semi-arid areas, the percentage used for urban irrigation is substantially higher.

In practice, the distribution between potable and nonpotable supply depends upon the nature of the community and the history of its water supply development. Where an existing water distribution system serves a community and a second, nonpotable, supply is to be added, initially only the larger users would be served and individual residences would be the last to receive nonpotable water service. In such instances, the nonpotable requirement might be a small fraction of the total. In new developments, the nonpotable use can be high if residences are served.

Where the nonpotable service is reclaimed wastewater and it constitutes a substantial percentage of the total, some consideration needs to be given to the build-up of minerals as a result of the recycling. However, in the early days of water reclamation and dual distribution systems, this is not likely to be a problem.

Costs of Dual Distribution Systems

Deb has made hypothetical studies comparing the costs of the conventional approach with dual distribution systems.⁹ Fig. 2 shows a conventional system with a protected groundwater supply 50 km distant from a city of 100 000 compared with a dual supply where the groundwater is used only for potable purposes with reclaimed effluent for nonpotable purposes. Fig. 2 shows that the costs of dual and conventional systems are about the same order of magnitude, varying with the allocation to potable and nonpotable uses.

Haney has shown that dual distribution systems, where the potable water needs to be demineralized, would be economical in many communities that are obliged to draw upon brackish waters for their supply.¹⁰

The best demonstration of the reasonable cost of dual distribution systems is that they have begun to be built. Moreover, the economic advantage of dual distribution systems can be expected to increase in the future as the cost of water source development is

bound to increase faster than inflation because the lower cost sources have already been developed and the cost of treatment of polluted sources is bound to increase. Dual distribution systems which extend the life of existing high quality sources and which reduce the requirement for treatment will become more economically attractive.

Systems in Operation

Examples of dual distribution systems in operation using (except for Hong Kong) reclaimed wastewater for the nonpotable source are described below.

Singapore

An excellent example of a dual distribution system using reclaimed wastewater for the nonpotable supply is demonstrated in the Jurong Industrial Estate in Singapore.³ A portion of the effluent from the Ulu Pandan activated sewage wastewater treatment plant, after treatment by rapid sand filtration and chlorination, is pumped to an industrial water supply system. At a second stage, this supply was introduced for toilet flushing in new multi-storey housing developments in the area. The utilization of the full capacity of this reclamation plant, 40 m³/d, over a 6-month drought period would save potable water equivalent to the total capacity of two of the principal water storage reservoirs on Singapore Island.

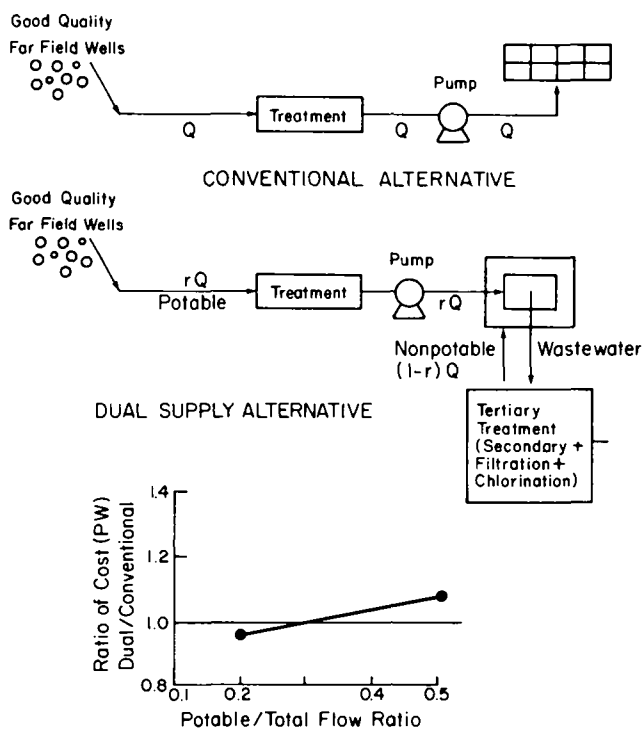


Fig. 2. A conventional system with all water drawn from a protected groundwater source 50 km away compared with a dual system, where the potable water is drawn from the groundwater source and the nonpotable source is reclaimed wastewater. The groundwater requires only disinfection while the reclaimed wastewater is secondary effluent followed by filtration and disinfection. After Deb⁹.

Colorado Springs, Colorado

The first large-scale system in the U.S. for the sale of reclaimed wastewater to consumers from a nonpotable distribution system was in Colorado Springs in 1960.³ Because of the limited quantity of high quality water available from its upland water source in the Rocky Mountains, about one-third of Colorado Springs secondary effluent was passed through rapid sand

filters, disinfected with chlorine, stored and distributed through a nonpotable distribution system for sale as irrigation water to college campuses, golf courses, and other large urban users. This nonpotable service was initially limited to customers using more than 4 m³/d. The attractiveness of the nonpotable water was that it sold for about 2/3 the price of the potable water.

Irvine Ranch Water District, California

The IRWD was created in 1961 for the purposes of collecting, treating, and distributing water in its service area. In 1965, IRWD assumed responsibilities for sewerage and wastewater treatment and disposal. In 1972, IRWD committed itself to a program of water reclamation and initiated a dual distribution system in newly developing areas in 1975. Accordingly, part of the area is served in a conventional manner with new areas being served with a dual distribution system. "Retrofitting," being more costly than installing a dual system initially, is being considered but was not inaugurated as of 1979.⁸ IRWD provides three services to its customers: water, sewerage, and reclaimed water in a nonpotable system. Its rules and regulations serve as perhaps the best example of the elements to be considered in the provision of a dual distribution system where the nonpotable system uses reclaimed wastewater.¹¹

IRWD collects its wastewater from a service area which initially had been only residential and commercial. With the development of an industrial area, regulations were promulgated to assure that industrial wastewaters do not interfere with either wastewater treatment or reuse. A prohibition against home water softeners is already in effect to prevent the build-up of salts in the reclaimed water.

The 60 m³/d wastewater treatment plant provides activated sludge treatment followed by the addition of a coagulant, filtration through pressure filters, and chlorination. During rainy seasons, when the availability of reclaimed water exceeds its demand, the excess is stored in surface reservoirs. Because the nutrients in the reclaimed water promote algal growth, the water is refiltered before being introduced into the distribution system. Covered tanks are provided for diurnal storage, and consideration is being given to storage of reclaimed wastewater underground, which would avoid its degradation. The California coliform requirement for reclaimed wastewater for its highest nonpotable use, 2.2 MPN/100 ml, is easily met. Quality assurance is provided by continuous monitoring of output turbidity and chlorine residuals. Readings in excess of 2 turbidity units for 30 minutes trigger discharge of the effluent to storage ponds for retreatment.

The most innovative aspect of the urban irrigation is utilization of the nonpotable water for residential lawn watering. Regulations require that the householder belong to an association which is responsible for the management of the service. The association employs a contractor who oversees the installation and operation of the facilities for the property owners. All irrigation is done by fixed sprinklers, and these are clock-operated to irrigate only at night. Hose bibs for attaching garden hoses must be connected to the potable water system. Nonpotable water is used for golf course irrigation, including irrigation of fairways, with the water hazards being used for water storage. High-value homes surround the golf course and only commendations concerning the system were heard from those who use the golf course and who live in the nearby residential area.

Up to now, all of the effluent has been reclaimed. However, as the design capacity of the facility is reached, it may be necessary both for reasons of economy and salt buildup to provide for wasting some of the plant effluent to the sea.

St. Petersburg, Florida

St. Petersburg, a growing retirement community of some 250 000 on the west coast of Florida, was faced with two problems: a limited groundwater source of high quality, some 50 km north of the city, but insufficient to meet their growing demands, and requirements for providing AWT for phosphorus and nitrogen removal prior to discharge of their effluents to Tampa Bay.¹⁵ It is served by four wastewater treatment plants at each quadrant of the city. One by one these are being converted to wastewater reclamation plants with secondary treatment followed by coagulation, rapid sand filtration, disinfection, and storage. When the reclaimed water first became available in 1977, it was distributed initially through some 25 km of ductile iron pipe ranging up to 1 m in diameter for urban irrigation. Industrial cooling and air conditioning are in prospect. No attempt was made to market the reclaimed wastewater but its availability became known through word of mouth and it is being used as rapidly as it is made available, as customers are attracted by its low cost and its high fertilizer value.

The average rainfall in St. Petersburg is about 1300 mm, so that there are extensive periods when reclaimed wastewater is not needed. The excess is stored underground in a salt water aquifer, creating a fresh water "bubble" which can be drawn upon during dry periods. The saline groundwater aquifer is attractive for the storage of reclaimed wastewater and eliminates any problems of pollution of the groundwater.

Other Dual Systems

Of interest is the first such dual distribution system, instituted for Grand Canyon Village in 1926. This tourist village on the south rim of the Grand Canyon obtains its water from a spring one km below in the canyon. Irrigation of the lawns in the villages and toilet flushing in the hotels and cabins is with reclaimed effluent.

Another old dual system is in Hong Kong. As of 1976, one-sixth of total demand of about 540 m³/d was furnished by seawater being used for toilet flushing. Initially this practice was confined to government-constructed high-density developments but, as of 1965, all toilet plumbing was required to be resistant to salt water corrosion.¹³

The Pomona water reclamation plant of the Sanitation Districts of Los Angeles County was built primarily for study of the potential of water reclamation. It is one of several reclamation plants operated by the Districts where the sludge produced is returned to the sewer for treatment at a central facility. However, the Districts do not distribute the reclaimed wastewater but sell it wholesale to water purveyors who in turn sell it for industrial purposes and irrigation.

One unusual feature of the Pomona treatment plant is that GAC is used instead of conventional filters. This was introduced because a paper company in the area requires water of low color. Initially, the bed was not being recharged, yet produced effluent exhibiting the following characteristics: suspended solids 1 mg/l; BOD₅=2 mg/l; coliforms=2 MPN/100 ml; turbidity=1.4 units; color=7 color units; residual chlorine=0.1 mg/l.

Reliability

One of the major obstacles to the widespread adoption of dual distribution systems using reclaimed wastewater for nonpotable purposes is the problem of cross connections, public acceptance, and continued high quality of product, all of which require that reliability and safety have a high priority. Suitable regulations need to be established, and adequate surveillance and

monitoring must be provided. In the U.S., this is the responsibility of the states and the California Department of Health Services has provided leadership. However, the purveyors of reclaimed water also have responsibilities. Among the factors that need to be considered are the following⁴:

Training: All professional, technical and other personnel associated with the dual distribution system must have comprehensive training and appropriate manuals must be available, particularly with regard to assuring satisfactory cross-connection control.

Responsibility for supervision: Responsibility for maintaining quality of reclaimed water in a dual distribution system must be firmly fixed. Should it be the water purveyor or the sewerage agency? Distribution system sampling is as important for reclaimed water as for potable water.

Piping and valves: A standard in the U.S. for color coding has not yet been developed and each jurisdiction has provided its own. At the IRWD, pipes on the nonpotable system have RECLAIMED WATER stencilled on both sides at intervals of about 2 m and are either white with green stencilling or green with white stencilling. Pipes carrying potable water are blue. In St. Petersburg, on the other hand, nonpotable pipe is labeled TREATED WASTEWATER, and is tan in color. Hydrants on the potable system are silver while on the nonpotable system they are brown with a yellow stripe. Meters for the potable and nonpotable systems are of different make so that spare parts are not interchangeable.

Conclusion

The purpose of this paper is not to advocate dual distribution systems but to indicate by examples, all of which have been visited by the author, that it is an approach that has been found economically feasible and otherwise satisfactory. Engineers should consider dual distribution systems as an option that should be evaluated along with other options for providing for increased water-supply requirements in the future.

Finally, it should be noted that regionalization of water management, as exemplified by the water authorities in England, which own and operate the water supply, sewerage, and wastewater treatment facilities, provides the best institutional framework for preserving the highest quality waters for potable purposes and for economical utilization of reclaimed wastewater.¹⁴

References

1. Frontinus, Sextus Julius, *The Water Supply of the City of Rome*, translated by Clemens Herschel, New England Water Works Association, page 33, 1973.
2. United Nations Economic and Social Council, *Water for Industrial Use*, Report No. E/3058 ST/ECA/50, 1958.
3. Okun, Daniel A., "Planning for Water Reuse," *Journal American Water Works Association*, Vol. 65, no. 10, pp. 617-22, Oct. 1973.
4. Donovan, John F. and John E. Bates, *Guidelines for Water Reuse*, Camp, Dresser & McKee, Inc. for U.S. Environmental Protection Agency, EPA-600/8-80-036, August 1980.
5. Okun, Daniel A., "Alternatives for Water Supply," *Journal American Water Works Association*, with discussion by Samuel S. Baxter, Henry J. Graeser, and Howard H. Halff, Vol. 61, pp. 215-224, 1969.

6. American Water Works Association, *Seminar Proceedings: Dual Distribution Systems*, no. 20135, June 26, 1976.
7. Sanitation Districts of Los Angeles County, *Pomona Virus Study, Final Report*, 1977.
8. Okun, Daniel A., *Criteria for Reuse of Wastewaters for Nonpotable Urban Water Supply Systems in California*, California State Department of Health Services, July 1979.
9. Deb, Arun K., *Dual Water Supply Seminar and Workshop*, Weston, National Science Foundation, Washington, D.C., October 27, 1978.
10. Haney, Paul D. and C. L. Hamann, "Dual Water Systems," *Journal American Water Works Association*, Vol. 57, pp. 1073-98, September 1965; Haney, Paul D. and F. K. Beatty, "Dual Water Systems Design," *Journal American Water Works Association*, Vol. 69, pp. 389-98, July 1977.
11. Irvine Ranch Water District, Rules and Regulations for Water Sewer, and Reclaimed Water Service, Irvine, California 92716, June 1, 1977.
12. Dove, Lloyd A. in AWWA, 1976 (6).
13. Wilmot-Morgan, E. P., "Country Situation Paper—British Crown Colony of Hong Kong," *Proceedings*, International Conference on Water for Peace, 1967.
14. Okun, Daniel A., *Regionalization of Water Management—A Revolution in England and Wales*, Applied Science Publishers, Ltd., London, 1977, pp. 197-205.

Daniel A. Okun, Kenan Professeur of Environmental Engineering, Université de Caroline du Nord à Chapel Hill et consultant de Camp, Dresser & McKee, Inc., Boston

Les systèmes doubles pour la distribution de l'eau, l'un pour l'eau potable et l'autre fournissant de l'eau de qualité moindre pour des usages non potables, ne sont pas nouveaux. Selon Frontinus, un nouvel aqueduc amenait à Rome il y a près de 2000 ans, une eau si malsaine qu'elle ne servait pas à boire mais plutôt . . . à éviter de puiser dans de meilleures sources d'eau . . .¹ Un des buts encore actuel des systèmes doubles consiste à garder des quantités limitées d'eau de haute qualité pour boire.

En 1958 le Conseil Economique et Social des Nations Unies a déclaré: "Aucune eau de haute qualité, sauf s'il y a un surplus, ne doit servir à des buts qui peuvent être atteints par des eaux de qualité moindre."² Des surplus d'eau de haute qualité pour des fins non potables se font de plus en plus rares.

De plus, dans les pays industrialisés, nous sommes devenus optimistes quant à l'élimination des contaminants biologiques qui causaient autrefois les épidémies. Cependant, la technologie actuelle ne suffit pas à assurer l'élimination de produits chimiques organiques synthétiques qui sont créés tout le temps et peuvent s'avérer nuisibles s'ils sont ingérés pendant de longues périodes. Et, dans les pays en voie de développement, les contaminants biologiques continuent à menacer la santé et des installations de traitement ne sont pas toujours disponibles ou utilisées efficacement. Donc, dans les pays développés comme dans les pays sous-développés, l'utilisation d'eau de ressources protégées destinée uniquement à l'eau potable semble intéressante.

Enfin, dans les pays industrialisés, le besoin de réduire la pollution de l'eau a entraîné une production d'effluents d'une telle qualité qu'ils sont souvent trop précieux pour être perdus. Aux Etats-Unis, les normes élevées nécessitant le "traitement des déchets" avant la vidange des effluents dans les eaux superficielles ont coûté tant que leur recyclage à des fins non potables réduit le coût du traitement.

Des distributions doubles ou même multiples ont été utilisées lorsque les sources d'eau principales se sont avérées ne pas être satisfaisantes pour une ou plusieurs des raisons suivantes: un taux en fer élevé donnant une décoloration de l'eau; un contenu en fluorure élevé donnant la fluorose; une forte minéralisation donnant un mauvais goût et des effets émétiques; et une dégradation physique, turbidité excessive par exemple.

Dans ces divers cas, des distributions auxiliaires—captation de l'eau de pluie sur les toits et stockée dans des réservoirs par exemple—sont utilisées

pour des fins potables pendant que la distribution plus ample mais de moindre qualité sert à d'autres fins. Parmi les gens aisés, de l'eau en bouteilles est souvent utilisée pour la boisson.

Des systèmes doubles existent également là où l'industrie utilise des eaux résiduelles récupérées pour traitement et refroidissement. Il y a 45 ans environ, les eaux résiduelles de Baltimore, après un traitement secondaire suivi d'un tamisage et d'une chloration, étaient vendues et livrées par conduite de 2,4m de diamètre et de 7,2 km de long à l'installation de Sparrows Point de la Bethlehem Steel Corporation.³

Il y a maintes utilisations pour les eaux résiduelles récupérées, mais de loin l'utilisation principale concerne l'irrigation, comme indiqué au Tableau 1. La moitié des Etats des Etats-Unis ont de tels projets.⁴

Tableau 1 Projets de ré-utilisation aux Etats-Unis

Utilisation	1971	1979
Irrigation, agriculture et paysages	400	470
Industrie	15	29
Réalimentation des eaux souterraines	10	11
Propagation des poissons, récréation, etc.	5	26
	430	536

Cet article traite surtout des systèmes de distribution double, où eau potable et eau non potable sont distribuées par conduites à un grand nombre de clients. L'acceptation des systèmes de distribution double comme option praticable aux Etats-Unis se ressent dans le changement d'attitude de l'American Water Works Association. Un document de base à leur conférence annuelle en 1968 suggérant que des systèmes doubles de distribution d'eau pourraient être envisagés suscita une telle controverse qu'il ne put être publié dans le *Journal* sans entraîner un article en sens contraire.⁵ Mais avant 1976 l'AWWA avait parrainé un séminaire sur les systèmes de double distribution lors de sa conférence annuelle⁶ et créé un comité sur les systèmes de double distribution.

L'utilisation des eaux résiduelles récupérées pour des fins non potables dans des systèmes de double distribution peut fournir les avantages suivants:

- (1) Le ré-utilisation des eaux résiduelles pour des fins non potables soulage la pression pour les eaux de haute qualité, permettant à celles-ci de servir plus de gens;
- (2) Le coût des eaux résiduelles récupérées servant à des fins non potables, y compris le coût de

distribution supplémentaire, peut être moindre que le coût pour le développement de ressources supplémentaires d'eau fraîche de haute qualité;

- (3) La ré-utilisation des eaux résiduelles réduit le fardeau de pollution du corps récepteur de l'eau,
- (4) La population ne court plus le risque d'utiliser de l'eau venant de ressources polluées.

Exigences de qualité pour les systèmes de double distribution

L'eau potable devrait, évidemment, satisfaire les normes appropriées pour l'eau potable. Avec le temps, ces normes deviennent inévitablement de plus en plus rigoureuses, surtout avec l'inclusion de contaminants supplémentaires. Un des avantages des systèmes doubles est que l'eau potable peut être tirée d'une ressource protégée des produits chimiques extérieurs, de sorte qu'un contrôle et un transport onéreux, qui souvent dépassent les compétences des petits distributeurs d'eau, ne sont pas nécessaires.

Les Tableaux 2 et 3 montrent les normes primaires et secondaires pour l'eau potable applicables aux Etats-Unis. Les normes secondaires ne sont pas reliées aux aspects sanitaires. Les six produits chimiques organiques synthétiques, tous des pesticides, n'étaient pas inclus dans les normes antérieures et la norme pour les THM (trihalométhanes) prend effet cette année mais ne s'applique qu'aux populations de plus de 10 000 personnes à cause des difficultés et du coût pour satisfaire cette norme dans les petites communautés.

Tableau 2 Règlements nationaux intérimaires primaires pour l'eau potable

Niveaux maxima des contaminants (NMC)			
Contaminant Inorganique	NMC (mg/l)	Contaminant Organique	NMC (mg/l)
Arsenic	0,05	Endrin	0,002
Baryum	1,0	Lindane	0,004
Cadmium	0,01	Méthoxychlore	0,1
Chrome	0,05	Toxaphène	0,005
Plomb	0,05		
Mercuré	0,002	2,4-D	0,1
Nitrate (N)	10,0	2,4,5-TP Silvex	0,01
Sélénium	0,01		
Argent	0,05	Trihalométhane	0,1
Turbidité	1 unit		
Fluorure	1,4-2,4	Bactéries, colliformes	1/100 ml

Tableau 3 Règlements nationaux secondaires pour l'eau potable

Niveaux maxima secondaire des contaminants	
Contaminant	NMC
Chlorure	250 mg/l
Couleur	15 unités couleur
Cuivre	1 mg/l
Corrosivité	Non-corrosif
Agents moussants	0,5 mg/l
Hydrogène sulfuré	0,5 mg/l
Odeur	Odeur 3 seuils
pH	6,5-8,5
Fer	0,3 mg/l
Manganèse	0,05 mg/l
Sulfate	250 mg/l
TSD	500 mg/l
Zinc	5 mg/l

Les eaux potables doivent se conformer aux normes primaires et secondaires, mais les eaux non potables ne doivent satisfaire que les normes secondaires. Cependant, dans les systèmes doubles, l'eau non potable doit avoir une qualité bactériologique telle qu'une ingestion par inadvertance ne cause pas de maladies, et doit également satisfaire les normes en matière de turbidité et de bactériologie.

Le traitement adopté le plus souvent aux Etats-Unis pour la récupération des eaux résiduaires pour des

systèmes de distribution d'eau non potable est la coagulation et le filtrage des effluents secondaires avec désinfection au chlore (Fig. 1) (Page 10). Des installations AWT plus coûteuses, donnant un enlèvement de phosphore et d'azote, sont contre-indiquées, phosphore et azote étant des agents nutritifs de valeur dans les eaux non potables utilisées pour l'irrigation. Lorsque les eaux résiduaires contiennent des déversements industriels qui pourraient affecter leur recyclage, un pré-traitement des déchets industriels peut être exigé.

Les virus ne sont pas encore inclus dans les normes pour l'eau potable, mais une étude faite par les Districts de l'Hygiène Publique de Los Angeles⁷ a montré que ce traitement suffirait pour assurer une sécurité virale pour l'ingestion et l'exposition aux aérosols dans l'irrigation ou des panaches des tours de refroidissement.⁸

Quantité d'eau

La consommation moyenne des populations au USA est de 500 à 750 litres personnel jour environ. Les Tableaux 4 et 5 indiquent l'usage de cette eau.

Tableau 4: Utilisation de aux Etats-Unis par la population

	%		%
Résidentielle	40	Chasses d'eau des WC	40
Commerciale	15	Bains	25
Industrielle	25	Blanchisserie	15
Publique, arrosage inclus	5	Pour boire et faire la cuisine	10
Non détaillée	15	Divers: arrosage des pelouses et lavage des voitures inclus	10
	100		100

Si l'eau potable ne servait qu'à boire et faire la cuisine, la distribution d'eau non potable fournirait 95% du total. Ces moyennes cependant varient beaucoup d'une population à l'autre. Dans les régions arides et semi-arides, le pourcentage utilisé pour l'irrigation urbaine est nettement plus élevé.

En pratique, la distribution entre eau potable et eau non potable dépend du type de population et de l'histoire de la distribution de l'eau. Lorsqu'un système de distribution d'eau existant sert une communauté et qu'un deuxième système, d'eau non potable, doit être ajouté, seuls les usagers les plus importants en bénéficient au début, et les résidences de particuliers sont les dernières à recevoir le service d'eau non potable. Dans ces cas, le besoin en eau non potable peut n'être qu'une faible fraction du total. Pour les développements nouveaux, l'utilisation d'eau non potable peut être importante si les résidences sont raccordées.

Lorsque l'eau non potable est une eau usée récupérée et lorsqu'elle constitue un pourcentage important du total, il faut veiller à l'accumulation de minéraux venant du recyclage. Cependant ceci ne devrait pas être un problème en début de mise en service des systèmes de double distribution et de récupération d'eau.

Coût des systèmes de double distribution

Deb a fait des études projectives comparant le coût de l'approche conventionnelle et des systèmes de double distribution.⁹ La Fig. 2 (Page 11) montre un système conventionnel avec de l'eau souterraine protégée à 50 km d'une ville de 100 000 habitants comparé avec une distribution double où l'eau souterraine n'est utilisée que pour l'eau potable avec des effluents récupérés pour l'eau non potable. La Fig. 2 montre que le coût des systèmes doubles et conventionnels est du même ordre de grandeur, variant avec l'allocation des utilisations

potables et non potables.

Haney a montré que les systèmes de double distribution où il faut déminéraliser l'eau potable pourrait être économique pour beaucoup de populations obligées d'employer des eaux saumâtres pour leur distribution.¹⁰

La meilleure preuve du coût raisonnable des systèmes de double distribution est que l'on a commencé à les construire. On peut s'attendre à ce que les avantages économiques des systèmes de double distribution augmentent à l'avenir, le coût du développement de ressources d'eau devant inévitablement croître plus vite que l'inflation, les sources moins coûteuses ayant déjà été développées et le coût du traitement des sources polluées devant certainement augmenter aussi. Les systèmes de double distribution qui prolongent la vie des sources existantes de haute qualité et réduisent les besoins de traitement deviendront plus intéressants au plan économique.

Systèmes en fonctionnement

Des exemples de systèmes de double distribution en service qui utilisent des effluents d'eaux résiduaires (sauf pour Hong Kong) pour l'eau non potable sont décrits ci-dessous.

Singapour

Le Jurong Industrial Estate à Singapour est un excellent exemple d'un système de double distribution utilisant des eaux résiduaires traitées pour la distribution d'eau non potable.³ Une partie des effluents de l'installation de traitement des eaux usées activées de Ulu Pandan, après avoir été traitée par chloration et filtration sur sable rapide, est pompée dans un système industriel de distribution d'eau. Dans une deuxième étape, cette distribution a été utilisée pour les chasses d'eau des W.C. dans les nouveaux bâtiments à étages nombreux de la région. Si la capacité totale de cette installation de récupération—40 m³/jour—servait pendant une période de 6 mois de sécheresse, elle économiserait en eau potable l'équivalent de la capacité totale de deux des principaux réservoirs de stockage d'eau de l'île de Singapour.

Colorado Springs, Colorado

Le premier système à grande échelle aux Etats-Unis pour la vente d'eau résiduaire retraitée non potable aux consommateurs a été mis en oeuvre à Colorado Springs en 1960.³ A cause de la quantité limitée de ressources de haute qualité dans les Montagnes Rocheuses, un tiers environ de l'effluent secondaire de Colorado Springs fut envoyé dans des filtres à sable rapide, désinfecté avec du chlore, stocké et distribué dans un système de distribution d'eau non potable comme eau d'irrigation aux campus des collèges, aux terrains de golf et autres usagers importants en ville. Ce service d'eau non potable était au début limité aux clients utilisant plus de 4 m³/jour. Cette eau non potable fut vendue pour environ les 2/3 du prix de l'eau potable.

Irvine Ranch Water District, California

L'IRWD fut créée en 1961 pour obtenir, traiter et distribuer l'eau dans la région. En 1965 l'IRWD prit en main la responsabilité du traitement et de l'évacuation des eaux résiduaires et des eaux usées. En 1972, l'IRWD entreprit un programme de récupération de l'eau et initia un système de double distribution dans les zones en voie de développement en 1975. Donc une partie de cette région dispose d'eau distribuée de façon conventionnelle et les nouvelles zones disposent d'un système de double distribution. L'extension de cette

formule à l'ancien système coûtant plus cher que le coût initial, ceci a été envisagé mais non démarré en 1979.⁸ L'IRWD fournit trois services à ses clients: la distribution d'eau, la collecte des égouts et la fourniture d'eaux récupérées dans un système non potable. Ses règles et règlements sont sans doute les meilleurs exemples des éléments à considérer lors de la fourniture d'un système de double distribution lorsque le système d'eau non potable utilisé des eaux résiduelles récupérées.¹¹

L'IRWD dispose des eaux usées d'une zone de service qui initialement était uniquement résidentielle et commerciale. Avec le développement de la zone industrielle, des règlements furent promulgués pour assurer que les eaux résiduaires industrielles n'interfèrent pas avec le traitement ou la re-utilisation des eaux usées domestiques. Les adoucisseurs d'eau sont interdits dans les foyers pour empêcher une accumulation de sel dans l'eau récupérée.

L'installation de traitement des eaux usées de 60 m³/jour comporte un traitement de boues activées avec addition d'un coagulant, filtration à travers des filtres sous pression et chloration. En saison de pluie, lorsque la disponibilité des eaux récupérées dépasse la demande, l'excédent est stocké dans des réservoirs en surface. Parce que les agents nutritifs dans l'eau récupérée encouragent la croissance des algues, l'eau est filtrée à nouveau avant de passer dans le système de distribution. Des réservoirs couverts sont destinés pour le stockage de jour, et on envisage le stockage souterrain des eaux résiduaires récupérées pour éviter leur décomposition. Les exigences colliformes en Californie pour les effluents retraités pour un emploi comme eau potable, au mieux de 2,2 MPN/100ml, sont facilement obtenues. Un contrôle continu de la turbidité de sortie et des résidus de chlore garantit la qualité. Un retraitement est nécessaire si la lecture donne plus de 2 unités de turbidité pour 30 minutes de déversement de l'effluent aux bassins de stockage.

L'aspect le plus nouveau de l'irrigation urbaine vient de l'utilisation de l'eau non potable pour l'arrosage des pelouses et jardins. Le chef de famille doit appartenir à une association responsable pour la gestion du service. L'association emploie un entrepreneur qui surveille l'installation et le fonctionnement pour les propriétaires. L'irrigation se fait avec des arroseurs fixes, marchant sur horloge pour fonctionnement de nuit seulement. Les installations de branchement des tuyaux de jardin doivent être reliées au système d'eau potable. L'eau non potable sert pour irriguer les terrains de golf, les parcours gazonnés inclus, avec les trous d'eau servant au stockage. Des maisons cossues entourent le terrain de golf, et il n'y eu que des louanges des usagers du golf et de ceux qui vivent aux alentours concernant le système.

Jusqu'à maintenant l'effluent total est récupéré. Cependant, il se peut qu'il soit nécessaire, en atteignant la capacité maxima de l'installation, d'envoyer par souci d'économie et d'accumulation de sel, une partie de l'effluent dans la mer.

St Petersburg, Floride

St Petersburg, une communauté de retraités, en cours d'extension, comptant environ 250 000 personnes, située sur la côte ouest de la Floride, a dû faire face à deux problèmes: une source d'eau souterraine limitée, de très bonne qualité, à 50 km environ au nord de la ville, ne suffisant pas aux besoins grandissants, et la nécessité d'éliminer phosphore et azote avant le versement des effluents dans Tampa Bay.¹⁵ Quatre installations pour le traitement des eaux usées sont placées à chaque coin de la ville. Elles sont en cours de conversion, une après l'autre, en installations de

récupération des eaux usées avec traitement secondaire, coagulation, filtration sur sable rapide, désinfection et stockage. Lorsque en 1977, l'eau récupérée devint disponible pour la première fois, elle fut distribuée à travers 25 km environ de tuyaux en fer ductile ayant jusqu'à 1 m. de diamètre, pour irriguer la ville. Refroidissement industriel et climatisation sont maintenant envisagés. Aucun essai ne fut fait pour commercialiser l'eau récupérée, mais son usage se développa néanmoins du fait de son faible coût, et notamment pour son rôle de fertiliseur.

En moyenne il y a environ 1300 mm de pluie à St Petersburg, donc de longues périodes où l'eau récupérée n'est pas utile. L'excès est stocké sous terre dans une nappe aquifère salée, créant une "bulle" d'eau fraîche qui peut être reprise en période de sécheresse. L'aquifère salin souterrain est intéressante pour stocker les eaux récupérées et résoudre les problèmes de pollution des eaux souterraines.

Autres systèmes doubles

Le premier de ces systèmes de double distribution mis en service à Grand Canyon Village en 1926 est intéressant. Ce village touristique au sud du Grand Canyon obtient son eau d'une source à un kilomètre en aval du canyon. Les pelouses des villages, les chasses d'eau des hôtels et les bungalows emploient de l'effluent récupéré.

Un autre système double existe à Hong Kong. Depuis 1976 un sixième de la demande totale de 540 m³/jour environ vient d'eau de mer et sert aux chasses d'eau des toilettes. Au début cette eau ne servait que pour les projets de construction d'ensembles à haute densité du gouvernement mais, dès 1965, toute la plomberie des sanitaires devait nécessairement pouvoir résister à la corrosion par eau de mer.¹³

L'installation pour la récupération de l'eau Pomona des Sanitation Districts de Los Angeles County fut construite initialement pour étudier le potentiel de la récupération de l'eau. C'est une parmi plusieurs installations gérées par les Districts où la boue produite est renvoyée pour être traitée dans une installation centrale. Les Districts toutefois ne distribuent pas les eaux usées récupérées mais les vendent en gros aux fournisseurs d'eau; ces derniers les vendant pour des usages industriels et pour l'irrigation.

Une autre caractéristique curieuse de l'installation de traitement Pomona est que le charbon actif est utilisé et non les filtres conventionnels. Ceci fut fait parce qu'une société locale fabriquant du papier avait besoin d'une eau faiblement colorée. Au début, le lit n'était pas réalimenté mais donnait des effluents ayant les caractéristiques suivantes: solides suspendus 1 mg/l; BOD₅ = 2 mg/l; colliformes = 2 MPN/100 ml; turbidité = 1,4 unités; couleur = 7 unités couleur; chlore résiduel = 0,1 mg/l.

Fiabilité

Un des principaux obstacles à l'adoption universelle des

systèmes de double distribution utilisant des eaux résiduelles récupérées pour des fins non potables est le problème des interconnexions, l'acceptation du public et le maintien de la qualité du produit, nécessitant fiabilité et sécurité. Il faut établir des règlements adéquats ainsi qu'une surveillance et un contrôle suffisants. Aux Etats-Unis ce sont les Etats qui sont responsables et le Département des Services de Santé de Californie assume le leadership. Cependant les fournisseurs d'eau récupérée ont aussi des responsabilités. Parmi les facteurs à considérer mentionnons comme suit⁴:

Formation: Tout le personnel professionnel, technique etc. associé avec le système de double distribution doit avoir une formation complète et des manuels appropriés doivent être disponibles, surtout pour assurer un contrôle satisfaisant des interconnexions.

Responsabilité pour la surveillance: La responsabilité de la qualité de l'eau récupérée dans un système de double distribution doit être déterminée clairement. Est-ce le fournisseur d'eau ou l'agence s'occupant des eaux d'égout qui est responsable? L'échantillonnage au sein du système de distribution est aussi important pour l'eau récupérée que pour l'eau potable.

Conduites et vannes: Une norme pour le codage couleur n'a pas encore été développée aux Etats-Unis et chaque juridiction a sa propre codification. Au IRWD, sur les conduites du système d'eau non potable les mots EAU RECUPEREE sont marqués des deux côtés, tous les 2 m environ, lettres vertes sur fond blanc ou lettres blanches sur fond vert. Les conduites d'eau potable sont bleues. A St Petersburg, par contre, les conduites d'eau non potable sont marquées EAUX RESIDUAIRES TRAITES et sont de couleur marron. Les bornes d'eau, dans le système d'eau potable sont couleur argent alors que dans le système d'eau non potable elles sont brunes avec une bande jaune. Les compteurs pour les systèmes d'eau potable et non potable sont de marques différentes, et les pièces détachées non interchangeables.

Conclusion

Le but de cet article n'est pas de plaider pour les systèmes de double distribution mais d'indiquer par des exemples—qui tous ont été visités par l'auteur—que cette approche s'est avérée économiquement possible et satisfaisante. Les ingénieurs devraient considérer les systèmes de double distribution comme une option à comparer avec d'autres options lorsqu'ils étudient comment répondre à des besoins accrus d'eau dans le futur.

Enfin il faut noter que la régionalisation de la gestion de l'eau, comme cela se fait en Angleterre avec les services d'eau qui détiennent et dirigent la distribution de l'eau, des eaux d'égout et des installations pour le traitement des eaux résiduaires, fournit la meilleure structure institutionnelle pour la préservation des eaux de la plus haute qualité pour boire et l'utilisation économique des eaux résiduaires récupérées.¹⁴

**Prof. Dr.-Ing. Karl-August Möhle, Universität Hannover, Welfengarten 1,
D 3000 Hannover 1.**

1. Introduction

The idea of distributing water of different types (drinking water and process water) by dual or multiple water supply systems—an idea which has its origin

already in the classical antiquity—will be described briefly by reference to the situation in the Federal Republic of Germany^{1,2,3,4,5}.

2. Dual Water Supply Systems in Residential Areas

- Because of hygienic, aesthetic, practical, and economical reasons and with regard to security (wrong connections, cross connections) it is only possible to substitute the water closet flushing in the households—approximately one third of the total water demand—by process water (e.g. treated river water). Even for water closet flushing, certain quality requirements (possibility of transportation, stability) have to be observed, too.
- Due to the humid climate, the mean annual water demand for the grassland irrigation and for air conditioning installations is low. There are also only small quantities of water necessary for sewer system flushing, street cleaning, and fire fighting as mainly water-saving equipments (e.g. high-pressure flushing devices) are used.
- Some decades ago, there were dual water supply systems existing as partial systems at Frankfurt, Wiesbaden, Hannover, Nürnberg, and Worms as well as on the isle of Heligoland. These systems supplied process water for industry as well as water for street sprinkling, for the irrigation of public parks, and partly also for households, e.g. for water closet flushing and garden irrigation. Not all these process water systems are now functioning because of their cost.
- The investments and costs for changing an existing water supply network of a large city were calculated by rough estimation at approximately DM 1 000, per inhabitant (Appendix 1, based on 1978 prices). The water price would double because of such a change.
- The installation of dual water supply systems in *existing cities and residential areas* in the Federal Republic would last for decades and would raise serious traffic problems. In the streets of city centres the installation of process water conduits would often be impracticable.
- In *residential areas which are going to be built*, too, the supply of two types of water would result in an increase of the water price.
- The maintenance of dual water supply systems will bring about an increase of traffic impediments because of repair works in case of pipe breakage, especially in areas of mining subsidence.
- The increased costs for an additional installation of process water conduits besides the usual drinking water pipes in *new buildings* were roughly calculated for five types of houses (Appendix 2).
- The later installation of additional process water pipes in *existing dwelling houses* would produce nearly insurmountable difficulties. Including all works of mechanics and other artisans, the costs per flat would probably amount to DM 5 000,-- up to DM 10 000,--. (In case of the installations of long-distance heating systems, however, no works in the flats are necessary.)
- The raw water for a process water system needs to be taken out mainly from the flow of reliable rivers. Not all rivers in the Federal Republic, however, have a sufficient flow rate and water quality in arid periods in order to guarantee an unlimited process water intake.
- Still today, many water suppliers have the possibility to make river water accessible for drinking water supply directly or indirectly by river bank filtration or artificial ground-water recharge. This measure and the distribution of the water by usual single-pipe supply systems are undoubtedly

much more favourable with regard to the costs than those arising from an easy treatment of the river water into process water on one hand and an expensive distribution by separated process water supply systems on the other hand.

- Finally it has to be pointed out that there are attempts to decrease the demand of water closet flushing. If we succeed in reducing the demand of water closet flushing, the possible advantage of separated process water systems in residential areas is even more diminished. That means that the costs of dual water supply systems in residential areas would be in no reasonable relation with the saving of drinking water.

3. Dual Water Supply Systems in Particular Industrial Areas

Several public water suppliers in the Federal Republic proceeded in the last years to supply industrial plants with process water by separated supply systems. (Appendix 3). The particular industrial plants, however, have to agree on the requirements of process water quality. The profitability of dual systems in industrial areas is considerably influenced by the specific delivery of water per km of the net. In case of the examples a specific water delivery per km of the net is much higher than it is in case of the nets of the public drinking water supply, which on an average amounts to a specific delivery of 23 600 m³/km·a.

4. Dual or Multiple Water Supply Systems in some Enterprises of the Large-Scale Industry

For decades it has been in enterprises of the large-scale industry of the Federal Republic that dual or even multiple supply systems are used for different types of water (e.g. cooling water, process water, boiler feeding water, completely desalted water, drinking water) (Appendix 4). In the enterprise "C" the process water is used in recirculation. The process water circuit is only fed with treated sewage of its own chemical and mechanical-biological treatment plant (54 000 employees) and with rain-water from the sewerage system. In the enterprises "B" and "C" the water closet flushing is connected with the process water system. In all industrial plants, bath and shower installations for the personnel, however, are exclusively supplied with drinking water.

Appendix 1

Costs of Replacement of the Water Supply Installations and Necessary Investments for an Additional Process Water System in a Large City with 540,000 Inhabitants (based on 1978 prices)

	Costs of replacement of the existing installations Mio DM	New installations for process water system Mio DM
Water catchment and treatment	219.0	50.0
Feeder lines	164.7	5.0
Main conduits	89.5	45.8
Supply conduits (1,686 km)	346.8	303.5
House connections incl. water meters (69,600)	139.2	139.2
Reservoirs	36.0	12.0
	995.2	555.5

The figures are based on the following data:

Number of inhabitants (direct supply area)	540,000
Number of flats	253,000
Inhabitants per flat	2.1
Number of house connections	69,000
Drinking water supply (direct supply area)	50 Mio m ³ /a
Length of service system:	
Feeder lines	154.2 km
Main conduits	91.6 km
Supply conduits	1,695.9 km
Total length	1,931.7 km
Capacity of reservoirs	approx. 90,000 m ³
Possible supply with process water	20 Mio m ³ /a

Appendix 2

Additional Expenditure for the Installation of Dual Supply Systems in New Buildings in comparison with the Usual Single-Pipe Supply Systems

— Based on 1978 Prices, without House Connections and Water Meters

Type of Building	Additional Costs DM per	
	Building	Flat
One-family house	1 100,00	1 100,00
Two-family house	1 700,00	850,00
Three-family house	2 700,00	900,00
Six-family house	4 600,00	770,00

There are increased costs in case of buildings with several storeys with water meters in each flat or booster pumps.

Appendix 3

Supply of Industrial Enterprises or other Customers with Process Water by Public Suppliers in the Federal Republic

Supplier	(Examples)	Situation 1979/80			
		Number of customers supplied	Supplied quantity m ³ /a	Length of process water service system km	Specified supplied quantity per year m ³ /km/a
Technische Werke Stuttgart		6	7.4 Mio	10 km	740,000
Rechtsrheinische Gas-und Wasser-versorgungs AG, Köln		3	34.7 Mio	6.4 km	5,400,000
Rheinisch-Westf. Wasserversorgungsges. Mülheim		4	15.5 Mio	11.35 km	1,360,000
Stadtwerke Trier			500 m ³ /h		

Appendix 4

Existing Dual Supply Systems in Large-Scale Industrial Enterprises in the Federal Republic (Examples)

Enterprise	Length of Service System		Annual Quantity of Supply		Specified quantity of supply	
	Process Water km	Drinking Water km	Process Water Mio m ³ /a	Drinking Water Mio m ³ /a	Process Water m ³ /km·a	Drinking Water m ³ /km·a
Chemical Industry Enterprise A	75.2	57.1	270.4	20.1	3,596,000	352,000
Chemical Industry Enterprise B	150	102	1,100	5	7,333,000	49,000
Motor-car Industry Enterprise C	20.7	22.4	25.0	6.0	1,207,000	268,000

Torsten Wahlgren, VIAK, Stockholm.

"DUAL SYSTEM FOR REUSE OF WATER IN TAIIF, SAUDI ARABIA"

Drinking water is a scarce commodity in Saudi Arabia and other arid areas.

The town of Taif has a growing population and lack of natural water sources. Therefore, it has been decided to reclaim ordinary treated sewage through an additional stage of advanced treatment followed by a recirculating of the water. Two separate water distribution systems, one for potable and one for non-potable water, will be constructed.

Taif's total water demand is estimated at about 185 000 m³/day in the year 2020, out of which about two thirds (2/3) will be covered by non-potable water. The total water balance is schematically shown in Fig. 1.

During our design work on the dual water supply system, several concepts were discussed concerning the use of the reclaimed non-potable water, e.g.

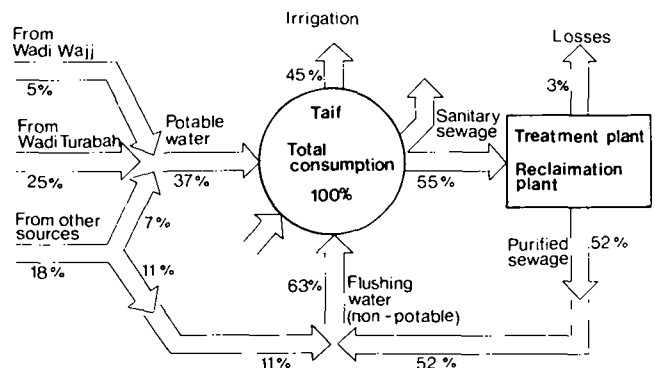


Fig. 1 Water balance

Public use: Irrigation of parks
Private use: None. See Fig. 2.

Public use: Irrigation of parks
Private use: Bath water from individual houses used for watering of gardens. See Fig. 3.

Public use: Irrigation of parks, street flushing, fire fighting.
Private use: Watering of gardens, WC flushing. See Fig. 4.

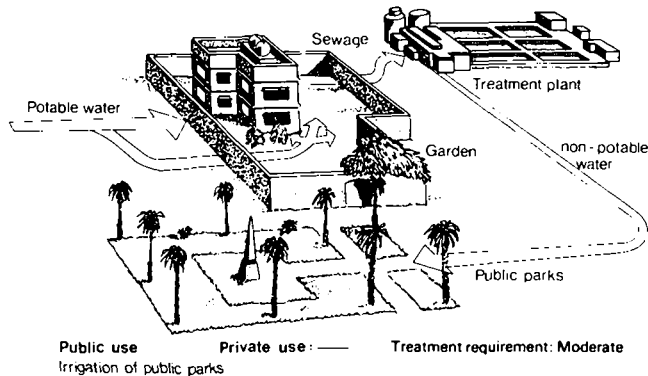


Fig. 2

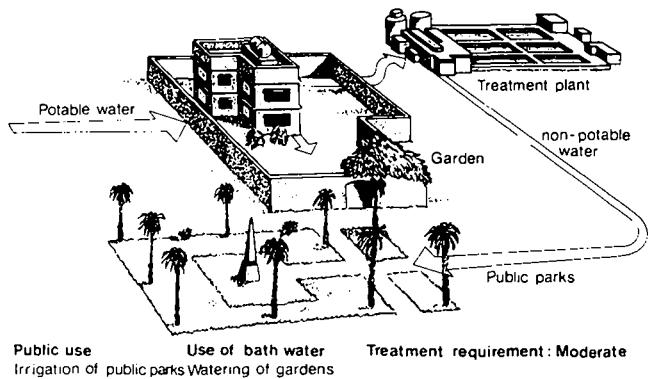


Fig. 3

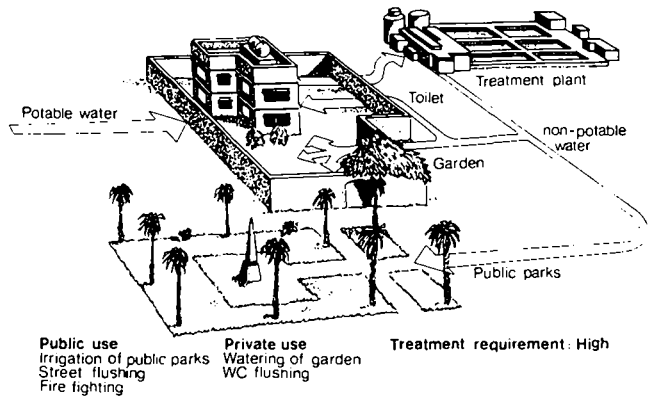


Fig. 4

Although it involves an extended and sophisticated treatment, the third alternative was chosen. The lower quality of non-potable water compared to

that of potable water can be accepted as long as it does not cause any harm to the consumer, even if used for a long time. The elimination of hazardous organisms in the water must be rigorously controlled. The free residual chlorine content shall be at least 0,5 mg/l in the whole non-potable network.

The treatment plant is designed for an average production capacity of 67 000 m³/day with provisions for a future extension up to 100 000 m³/day.

The construction cost of the complete dual system is estimated at 500-600 million dollars.

The sewage pretreatment is of conventional activated sludge type adapted to give a high degree of denitrification. The reclamation plant in which the effluent then will be treated contains chemical precipitation units, multi media filters, high chlorination equipment, activated carbon filters, and a chlorination unit for disinfection. Large reservoirs located at the site give the chlorination a long reaction time and make it possible to store the treated water for several days. See flowscheme, Fig. 5.

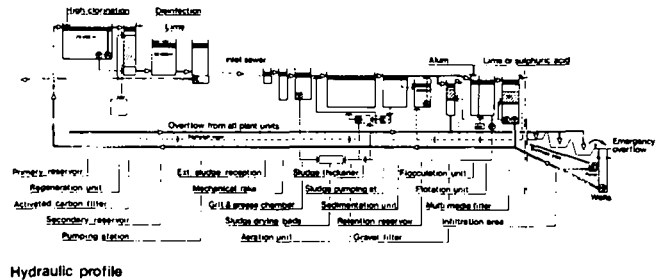


Fig. 5

In a small pilot scheme a portion of the pretreated water will be infiltrated into the ground in order to gain experience of that method of treatment.

The non-potable water will be pumped to the city in separate mains, delivered to the consumers in separate networks, each with own reservoirs and booster stations.

The design of the reclamation plant and the dual system is characterized by the precautions to prevent malfunctions and human errors, e.g. control and alarm equipments, standby units, etc. In the case of severe operational disturbances, the water can be conveyed first to the infiltration area and then, if need be, to a long infiltration trench.

To safeguard against deterioration in the quality of water distributed from the reclamation plant, a computer system will be installed to take care of process operation, indication and registration of various parameters as well as alarm signals.

A main problem concerning the dual distribution system is to keep the two networks strictly separated in the whole distribution area during the construction, operation and maintenance. Different pipe materials will be used for the two systems. Close control of pipe laying and plumbing is required to prevent cross connections.

In the design, several methods have been applied in order to minimize the risk that the consumers will not use the water as intended.

Consumer market research

Etude du marché des consommateurs dans le domaine de l'eau

Authors: B. Parker (UK)
Auteurs: J. E. Thackray (UK)
Leading Contributors: J. Noël & D. Versanne (France)
Contributeurs Principaux: Ir. J. A. C. Snijders (Netherlands)

LIBRARY
International Reference Centre
for Community Water Supply

B. Parker, Wessex Water Authority, Bristol.

"MARKET RESEARCH—HAS IT A PART TO PLAY IN THE WATER INDUSTRY?"

Introduction

Every organisation, whether in the private or public sector, depends upon mid and long term planning so that it can effectively anticipate future demand for its goods or services.

However, no-one knows what the consumer is going to be like or what he is going to want in five year's time, let alone in the very much longer period necessary for the development of consumer durables or major engineering projects. In the commercial sphere, particularly, the demand for a company's current products, or the acceptability of new ones, is exceptionally sensitive to the capriciousness of public taste and the whims of fashion, quite apart from the effects of changes in economic conditions.

Many companies employ market research as an important barometer to try to indicate market trends, and to help them gauge likely public response to the introduction of new 'lines' in their goods. The employment of market research has been much wider in the consumer perishables markets, and to a lesser extent those of consumer durables, than in the sphere of public utilities.

There are many reasons for this; firstly, as a generalisation, the stress of competition in the public utility markets is different and not so acute; even in areas where competition prevails for public utility services, their products are subject to more tangible and basic market forces, such as price and convenience. There is also, to some extent, a mis-trust of a marketing tool that has become closely identified with promotion, advertising and the 'hard sell', rather than with the provision of essential services. Certainly, this is so in the water industry, which is by its nature traditional and conservative in its attitudes, though these are changing.

Additionally, many managers doubt the reliability of market research, particularly when employed in the conjectural areas of public opinion; the alleged inability of market research to predict election results, for instance, is frequently quoted in support of this criticism. Equally, however, market research experts claim that the criticism is neither fair nor valid, and stems from a misunderstanding of the objects of market research.

Of course, no market researcher can claim clairvoyance; it is only possible to interpret as accurately as feasible the information obtained by more painstaking processes. Market research is nevertheless extremely scientific in its approach, and techniques exist to translate 'I think I will do this' into terms of 'I am likely to do this'. Generally, researchers do not ask direct questions but mask the real research purposes, and it is a fundamental of interpreting results that it is not assumed that the truth is invariably given in replies.

Sceptics in the public sector believe that the commercial market has little relevance to them. A soup, for instance, that a housewife might be asked to test, can be marketed in a matter of months and so reactions can be acted upon and exploited quickly. But an engineering project will take many years to plan, design and bring to fruition. Indeed, it is true that reactions and opinions obtained from young housewives, for instance, in the initial stages of planning a scheme, may be quite different from those of her children, and it is they who will actually benefit from or be adversely affected by the completed scheme, by which time they could well be her equivalent age!

THE WATER INDUSTRY

The water industry, worldwide, is in a special position. For although management structures, financing, and standards of service vary widely, nowhere in the developed world is water supplied to consumers under conditions of a freely competitive market. Water has no substitute and there can never be an alternative product. Moreover, nowhere is there even a genuinely alternative source of supply at competitive cost (discounting the supply of bottled water which can be an alternative source of potable water, but which is clearly a minor percentage of the total volume of water used). Water supply, therefore, is a total monopoly.

In this monopolistic situation there is little scope for employing one of the basic roles of market research— to assess and quantify demand for, and reaction to, a new and competitive product. Since this is self evident, there is no point in pursuing the validity or otherwise of this sphere of market research in the context of the water industry. There remain basic alternative uses of market research that complement each other:

- (A) The gathering and compilation of consumer facts and statistics, such as the current use of various water devices and equipment (washing machines, dishwashers etc) and perhaps information on purchasing trends; and allied to this, consumer behavioural patterns in water use, such as frequency of showering, as opposed to bathing etc, and other domestic water use information.
- (B) The obtaining of consumer reaction to management policy decisions, or intended decisions, relating to changes or choices in charging policies or standards of service.

In addition another use could be:

- (C) Corporate identity research, and into the effects of specific campaigns, such as drought or frost publicity.

It can be argued that market research in its purest sense, should be concerned with behaviourism, attitudes and opinions and their relationship with and relevance to future decisions of management. If this is so, it is at least doubtful whether the straightforward collection of statistical information from consumers can be described as market research in the context of the term as it is generally understood.

Few would doubt the value of any organisation collating maximum information and data about customers' appliances and their use, but equally, every water undertaking has a ready means of obtaining this by the straightforward expedient of asking customers to complete a simple form circulated and returned with their bills. It must be accepted that there will always be a percentage, even a high percentage, who will refuse to co-operate in this way, but the proportionate refusal is not likely to be greater than among those who refuse to co-operate in a market research survey carried out by market research personnel on a random sample basis.

It is this regular 'contact' with its market and its consumers that gives the water industry (and other utilities) an exceptional advantage in research terms over those in the competitive consumer-durable markets, where no such regularised contact exists and whose customers' purchasing habits are much more volatile and sensitive to changes in economic circumstances.

This benefit of consumer contact enjoyed by the water industry leads many to the conclusion that there is no necessity to employ traditional market research campaigns and techniques, or to use specialists in order to obtain factual information: the means of so doing is readily available.

It is a different matter in the conjectural area of public preference and opinion.

Public Preference

Most water organisations these days become involved in widespread and ongoing public consultation about issues of public concern. It could be said that there is very little activity that is not considered within this category, and the public concern themselves as never before with all aspects of water, whether it be forward planning or resource development. This is an era of the lobbyist—political, environmental and social; and also a time when public opposition is better orchestrated and more effectively organised than ever before. It is impossible for any utility in a developed country to pursue major policies without at least listening to public opinion; or as is often the case, the opinion of those who see and represent their own views as those of the public at large. So although public participation is not a scientific analysis of the fears and wishes of the public, it is a closely related activity. Indeed, it is doubtful whether there is any need for a more analytical approach. In any controversial development project the response of various sections of the public is almost entirely predictable and will broadly fall into three categories: those who are opposed and appropriately vociferous; those in favour who will be relatively muted; those who are indifferent and therefore silent.

In turn, each of these attitudes and responses will be conditioned by whether the individuals within the groups are adversely affected; benefit from; or are unaffected by the proposals.

It seems superfluous to undertake elaborate and very expensive campaigns to research the opinions of such groups, but this does not mean that promotional activity to encourage a response should not be undertaken with all three categories in mind.

There may, in any controversial situation, also be a fringe opinion of the genuinely interested by uncom-

mitted, who are sufficiently objective to take a balanced view. It is this section of the public that is open to persuasion one way or the other. Generally, however, having listened to opposing views and, if necessary, adjusted its plans accordingly, management will need to carry through its scheme, or attempt to carry it through, despite the opposition.

Should there be alternative sites for a scheme, it is possible that market research could help a final decision. In practice, however, views on alternatives are likely to be equally subjective for the same reasons already set out, and management will still be left with taking its decision on engineering, financial and environmental grounds; should there be little difference in these, the decision is likely to be made according to which site will arouse the lesser opposition!

Charging Policies

Charging policies are always of paramount importance both to an undertaking which needs to maximise income, and to its public who wish to minimise payment; the apparent incompatibility of these positions means that standards of service, which are directly affected by both considerations, are equally important. Market research has been carried out in England on this particular issue and has been fully described in another paper.

The question of methods of charging is principally a problem for the British Isles, where historically water in the domestic and commercial sector (excluding industry and agriculture) has not been charged on the basis of consumption of water measured by meter. Over the last few years, most water authorities in England and Wales have given customers a choice of whether they continue to pay on a rateable value basis, or by meter.

Many people in Britain feel that paying by meter would be a fairer way of assessing charges. But again, although market research could help to determine a particular demand for meters and could indicate a public view, equally it can be argued that the response, again, is predictable and will broadly depend on whether or not an individual would personally pay less or more for water under any particular system. Everyone is in favour of equity, providing it is in their favour!

In fact it is already within a water authority's capability to assess the likely demand for meters, having made suitable allowance for inevitable public inertia on such matters, because the benefit, or otherwise, depends on the size of house, which is reflected in a rateable value that is already available.

Standards of Service

Again in the realm of opinion, most organisations have grappled with the problem of standards of service—what do customers want: a better service at higher cost or lower standards at less cost? Whereas all management accepts that their customers really want the unattainable—improved service at lower cost.

Most water undertakings, because of their size, are considered by their publics to be remote. The counter to such criticism would be to 'localise' service, but this invariably means more staff, when the trend because of economic influences is towards fewer staff, increased automation and higher efficiency. It must always be recognised that management efficiency does not always equate with sensitivity to public demands, though paradoxically, public demands include the desire for improved efficiency.

Experiment

One Authority in England, Wessex Water, is trying to develop a policy for future levels of service undertaking

pilot market research as an 'aid' to such future policy, and to decide whether such research should be extended.

Techniques for standards of service decisions had normally centred on interval discussion groups with various factors being weighted subjectively by those taking part in the discussion. In order to test the likely benefit of market research, an experiment was carried out using the Authority's own staff, but a complete cross section of different ages, disciplines, seniority, and salary grades.

The project involved a series of questions which covered the key issues. The group's first response was analysed and then returned to the participants as part of a second questionnaire to see if any consensus of opinion could be obtained in a second 'round'. Anonymity of members' answers was maintained throughout.

Appendix 'A' is the questionnaire. It is much more complicated than would be used for the general public, but this was not considered to affect the principle behind the project.

The results obtained from the first round were used to calculate the maximum, minimum and the median results for each question, the median being the mid-point results, ie) half the results being greater than the median, and half below.

Appendix 'B' presents the second round questionnaire which contained the same questions as in the first round but also included the summary results of the first round.

Appendix 'C' presents the summary of the results of the second round and shows the range and the median for each of the questions.

SUMMARY OF FINDINGS

Comparison of the results obtained from the first and second rounds, (Appendices B & C respectively), show the following general points:

- (i) The range of answers for each question from the second round tended to be smaller than in the first round, the change being due mainly to less extreme high figures being retained.
- (ii) For Table A the second round results gave median results either the same or lower than the first round except for the standpipe question which gave a higher median figure.
- (iii) For Table B although the ranges were different from the two rounds the median figures obtained were only slightly different; mainly because relatively low figures were obtained for all the questions.

It is interesting to note that the average proportion of answers changed in the second round by the participants was about a third.

The salient conclusion is that even though all the participants were from within the Authority, and therefore better qualified to answer the questions than the average customer, the range of answers obtained was very wide indeed. Even in the second round, although the ranges tended to be reduced, large differences of opinion still remained.

The inevitable final conclusion by the Authority was that, since the range of opinion was so wide, even among those who to some extent were familiar with problems, the results likely to be obtained from general market research would be totally inconclusive.

Corporate Identity

There are some aspects of water undertakings' dealings with their publics that compare with those in the private

sector. For instance, a water undertaking is equally concerned about its 'image', whether it is thought to be efficient, or remote, or indifferent. In this respect, market research can establish the public attitude equally effectively as in a commercial field, but it is a matter of opinion whether such information is not easily deducible without such research.

In particular market research is valuable in assessing the impact of any particular campaign. For instance, to reduce water consumption in times of drought, or to encourage frost protection precautions. Only by a scientific approach, including personal interviews, is it likely to be able to assess the effectiveness of such promotional activities, and the straight question and answer techniques applicable to obtaining factual information by questionnaire through the post is not likely to give a true indication of public impact.

Leisure

In another sphere, also, water undertakings are in some ways comparable with commerce—their promotion of fishing and leisure activities. Considerable research has already been carried out in this area, particularly in the United States, but no doubt in other countries as well.

It is advantageous for any undertaking proposing to develop new leisure and recreational activities to know whether or not there is sufficient potential use to make them viable; what development would be the most welcome (and therefore profitable); what is the optimum level of charge; how far would users travel, and a host of other related data.

But this is a commercial and competitive area; no different in fact from the company considering setting up bowling alleys or skating rinks. The one difference is, however, that profit cannot be the sole criterion of water recreation, for inevitably this must, in the context of water supply service, be balanced with such considerations as public health, environmental effects, and the primary engineering considerations of providing a water supply service.

INDUSTRIAL RESEARCH

Since at least 50% of demand of water originates from industry it is important that the water industry itself is fully appraised of likely development or cutback in industrial growth, or in changes in emphasis or technological development that may affect water consumption.

In general terms the development of industry is affected by national prosperity and economic strength. Though there may be local and regional variations, broadly national economic strength or weakness is the main spur to prosperity at regional level.

All developed countries possess the capability for economic forecast and maintain highly sophisticated statistical sources, not only at governmental level, but frequently with such study being carried out in parallel by professional or trade organisations. For the water industry to embark itself upon the compilation of such facts is therefore unnecessary and duplicative. The same could also be said of population trends, which are closely monitored and documented so that national, regional and local data and forecasts are readily available.

The author believes that there is already an enormous wealth of statistical facts on which growth or recession trends can be evaluated and that specific research by the water industry into such areas is unnecessary and expensive.

Developing Countries

So far, remarks have related mainly to those countries

that already have established water supply services. These have inevitably grown over many years, often in empirical fashion, and are now in an advanced technological and managerial position. But in many developing countries where water supply is less developed and less universal, could market research be useful there?

The immediate reaction is to believe that perhaps this is so. On the other hand many of the populations of the world are not concerned with the refinements and niceties of water supply; they need any sort of supply. It is more likely that those entrusted with bringing water supply to such areas can benefit more from discussion among fellow engineers in the IWSA than by esoteric and specialised market research techniques.

Conclusions

1. Market Research has a positive and essential role in assessing future market trends in a commercial environment.
2. Since water supply is essentially a monopolistic service, market research cannot have the same significance as in a competitive situation.
3. Market Research is a useful tool of management to ascertain factual information, ie the use of household equipment; the water use habits of consumers, but this is a straightforward process.
4. In countries where meters are already a means of measuring water consumption for charging purposes, market research has a limited application.
5. Market research as a means of assessing public opinion on matters of water management policy has at best a complementary value to traditional public participation practices.
6. Market Research has a doubtful value in obtaining valid opinions on such matters as charging policies or standards of service.
7. In the peripheral but important sphere of water recreation, market research can assume a major role in assessing development priorities.

Table A

Type of Restriction	Duration		
	1month	2 months	6months
Publicity Campaign	1		
Hosepipe ban			
Inessential Use ban			
Rota Cuts			
Standpipes only			

Table B

Type of Failure to Supply	Duration			
	3 hrs normal demand	3 hrs high demand	12 hrs daytime	1 day
Cut off without warning				
Cut off with warning	1			
Noticeably low pressure				
Noticeably coloured water				
Noticeably tasting water				

Table A

Type of Restriction	Duration		
	1month	2 months	6 months
Publicity Campaign	1	1 - 3 1.5	0 - 6 3
Hosepipe ban	1 - 10 3	2 - 20 4	1 - 60 8
Inessential Use ban	2 - 20 5	2 - 100 10	2 - 1000 20
Rota Cuts	2 - 200 15	5 - 1000 30	6 - 10000 50
Standpipes only	5 - 2000 20	6 - 10000 50	7 - 100000 100

Table B

Type of Failure to Supply	Duration			
	3 hrs normal demand	3 hrs high demand	12 hrs daytime	1 day
Cut off without warning	1.5 - 100 3	1.5 - 1000 7	4 - 2000 15	5 - 5000 20
Cut off with warning	1	1 - 500 2	2 - 1000 6	3 - 2000 15
Noticeably low pressure	0.5 - 10 1	0.8 - 100 2	0.9 - 100 4	0.9 - 100 5
Noticeably coloured water	0.25 - 10 3	0.5 - 10 4	0.75 - 100 6	0.75 - 100 8
Noticeably tasting water	0.5 - 10 3	0.5 - 10 3	0.75 - 100 5	0.75 - 100 6

Key

RANGE	Minimum and Maximum values obtained in first round
MEDIAN	Mid-point value from first round - half results higher, half results lower
LAST ROUND	Your answers in first round
THIS ROUND	Space for your answer this round

Table A

Type of Restriction	Duration				
	1month	2 months	6 months		
Publicity Campaign	1	1 - 2 1.5	1 - 5 2		
Hosepipe ban	1 - 5 2	2 - 10 4	1 - 30 6		
Inessential Use ban	2 - 20 5	6 - 50 9	4 - 250 20		
Rota Cuts	5 - 100 10	6 - 500 30	7 - 2500 50		
Standpipes only	5 - 1000 30	15 - 10000 20	12 - 100000 120		

Table B

Type of Failure to Supply	Duration			
	3 hrs normal demand	3 hrs high demand	12 hrs daytime	1 day
Cut off without warning	1.5 - 10 3	1.5 - 100 7	4 - 1000 12	10 - 1000 20
Cut off with warning	1	1 - 10 3	3 - 100 5	5 - 1000 12
Noticeably low pressure	0.5 - 5 1	1 - 100 1.5	1 - 100 4	2 - 100 4
Noticeably coloured water	1 - 10 2	1 - 10 4	2 - 100 5	2 - 100 8
Noticeably tasting water	1 - 10 3	2 - 10 4	3 - 20 5	3 - 100 10

Key

RANGE	Minimum and Maximum values obtained in second round
MEDIAN	Mid-point value from second round

Introduction

Toute organisation, dans le secteur public autant que dans le secteur privé, dépend de la planification à moyen et long terme pour pouvoir anticiper utilement la demande future de ses marchandises ou de ses services.

Personne, cependant, ne sait comment le consommateur va être ni ce qu'il voudra dans cinq ans, encore moins pendant la période beaucoup plus longue nécessaire au développement des biens durables ou des grands projets d'ingénierie. Dans le monde commercial surtout, la demande pour les produits d'une entreprise donnée, ou l'acceptabilité de nouveaux produits, est particulièrement sensible aux caprices du goût du public et des fantaisies de la mode, sans compter les effets des changements dans les conditions économiques.

Beaucoup de sociétés emploient les études de marché comme un baromètre pour mesurer les tendances du marché et juger de la réponse probable du public à l'introduction de nouvelles 'lignes' de produits. L'utilisation des études de marché se fait encore plus sur les marchés des produits périssables, et à un degré moindre pour les produits de consommation durables, que dans le domaine des services publics.

Il y a beaucoup de raisons à cela: d'abord, de façon générale, la contrainte de la concurrence sur les marchés des services publics est différente et moins aigüe, même dans les domaines où il y a concurrence pour les services publics, leurs produits sont soumis à des forces du marché plus tangibles et fondamentales, telles que le prix et la commodité. Et il y a aussi, dans une certaine mesure, la méfiance vis à vis d'un outil marketing qui s'identifie étroitement avec la promotion, la publicité et la vente agressive, plutôt qu'avec la fourniture de services essentiels. Ceci est vrai pour l'industrie de l'eau, de par sa nature, traditionnelle et conservatrice dans ses attitudes, bien que celles-ci soient en train de se modifier.

De plus, beaucoup de directeurs doutent de la fiabilité des études de marché, surtout dans le domaine fluctuant de l'opinion publique; l'impossibilité présumée de prédire les résultats des élections, par exemple, est fréquemment citée pour soutenir cette critique. Les experts de la recherche du marché affirment cependant que cette critique n'est ni juste ni valable, provenant d'un malentendu sur les buts des études de marché.

Evidemment, il est seulement possible d'interpréter aussi exactement que possible l'information obtenue par des méthodes plus assidues. Cependant les études de marché sont extrêmement scientifiques de par leur approche; des techniques existent pour traduire "Je pense que j'agirai ainsi" en "Je vais probablement agir ainsi". Généralement les enquêteurs ne posent pas de questions directes mais masquent les fins réelles de l'étude, et un principe d'interprétation des résultats est que les réponses fournies ne sont pas toujours vraies.

Les sceptiques, dans le secteur public, pensent que le marché commercial les concerne peu. Un potage, par exemple, qui est testé auprès de ménagères, peut être commercialisé en quelques mois, et donc les réactions peuvent être prises en compte et rapidement exploitées. Mais un projet d'ingénierie implique des années de conception et de mise en oeuvre. C'est un fait que les réactions et les opinions de jeunes femmes au foyer, par exemple, aux stades initiaux de la planification d'un projet, peuvent être très différentes de celles de leurs enfants; ce seront ces enfants qui bénéficieront en bien ou en mal du projet terminé, lorsqu'ils seront à l'âge adulte.

L'INDUSTRIE DE L'EAU

L'industrie de l'eau a une position particulière, partout dans le monde. Bien que les structures administratives, le financement et les normes de service puissent varier dans une large proportion, nulle part dans le monde industrialisé l'eau n'est distribuée aux consommateurs dans les conditions d'un marché de concurrence totale. L'eau n'a pas de réel substitut (mise à part la fourniture d'eau en bouteilles qui peut constituer une source différente d'eau potable, mais qui ne représente qu'un faible pourcentage du volume total d'eau utilisée). La distribution de l'eau est donc en situation de monopole.

Ainsi la fonction de l'étude de marché—d'évaluer et de quantifier les réactions des consommateurs face aux produits concurrents est elle ici sans objet. Reste des applications de base des études de marché qui se complètent:

- (A) Obtention et compilation de faits et de statistiques de consommation; l'utilisation actuelle de divers équipements utilisant l'eau (machines à laver le linge, la vaisselle, etc); information sur les tendances des acheteurs; comportement du consommateur dans son utilisation de l'eau: fréquence de douches au lieu de bains, etc; autres renseignements sur l'utilisation de l'eau par les ménages.
- (B) Obtention des réactions des consommateurs face à des décisions de politique générale ou concernant des modifications des prix ou des qualités des services.
- (C) Recherche de l'identité de l'entreprise et étude des effets de campagnes publicitaires particulières—en cas de sécheresse ou de gel par exemple.

On pourrait dire que l'étude de marché, dans sa forme originale, doit s'occuper du comportement, des attitudes et des opinions par rapport aux décisions futures de la direction. Si tel est le cas, il est douteux que l'obtention directe d'informations statistiques fournies par les consommateurs soit présentée comme une étude de marché dans son sens général.

Toute entreprise d'eau peut facilement obtenir un maximum d'informations et de données sur les appareils des clients et leur utilisation, en demandant aux clients de remplir un formulaire distribué avec la facture. Il y aura toujours un pourcentage, de clients même élevé qui refuseront de coopérer, mais ces refus ne seront probablement pas proportionnellement plus grands que ceux des études de marché effectuées sur la base d'échantillonnages aléatoires.

C'est dans ce "contact" régulier avec son marché et ses consommateurs que l'industrie de l'eau (et d'autres services) dispose d'un avantage exceptionnel sur les industries de produits de consommation durables et concurrentiels où aucun contact régulier de ce genre n'existe et où les habitudes d'achat sont beaucoup plus aléatoires et sensibles aux changements des circonstances économiques.

Le contact permanent avec les consommateurs que détient l'industrie de l'eau amène à conclure qu'il n'y a pas besoin d'employer une campagne et des techniques traditionnelles d'étude de marché, ou de faire appel à des spécialistes pour obtenir de l'information pratique: les moyens correspondants sont aisément disponibles.

Dans le domaine fluctuant des préférences et des opinions du public, c'est une toute autre affaire.

Les préférences du public

De nos jours la plupart des organisations s'occupant de l'eau participent à des consultations publiques

permanentes et vastes sur des problèmes d'intérêt public. Peu d'activités sont considérées comme n'étant pas dans cette catégorie, et le public s'intéresse comme jamais il ne l'a fait auparavant, à tous les aspects de l'eau, que cela soit pour les plans à long terme ou pour le développement des ressources. Nous sommes dans une ère de lobbies, touchant le domaine politique, l'environnement et la vie sociale; l'action du public est mieux orchestrée et mieux organisée que jamais. Aucun service dans un pays développé ne peut poursuivre une politique majeure sans tenir compte de l'opinion publique; ou comme c'est souvent le cas, l'opinion de ceux qui voient et représentent des points de vue personnels ou ceux du grand public. Dans tout projet de développement en discussion la réponse des diverses sections du public est presque entièrement prévisible et se trouvera dans une des trois catégories suivantes: ceux qui sont contre et s'expriment bruyamment; ceux qui sont pour et qui restent relativement silencieux; ceux qui sont indifférents, donc ne disent rien.

Chacune de ces attitudes et de ces réponses seront conditionnées selon que les individus des groupes sont affectés en bien ou en mal ou ne sont pas affectés du tout par les propositions.

Il semblerait inutile d'entreprendre des campagnes compliquées et très coûteuses pour chercher les opinions de ces groupes, mais ceci ne veut pas dire qu'il ne faille pas entreprendre d'activités promotionnelles pour stimuler les réponses, compte tenu de ces trois catégories.

Dans toute situation de controverse, il peut y avoir une opinion marginale des gens vraiment intéressés mais non engagés et suffisamment objectifs pour adopter un point de vue équilibré. Cette section du public peut être convaincue dans un sens ou dans l'autre. Généralement, cependant, ayant entendu les points de vue opposés et ayant, si nécessaire, modifié ses plans en conséquence, la direction devra continuer son projet ou essayer de le continuer, malgré l'opposition.

S'il y a plusieurs sites possibles pour un projet, il se peut qu'une étude de marché aide à prendre la décision finale. En pratique, cependant, les opinions sur les différentes possibilités seront subjectives, pour les raisons déjà indiquées, et la direction aura toujours à se décider pour des raisons techniques, financières et environnementales; s'il n'y a peu de différence entre des différentes alternatives, la décision sera faite probablement en choisissant le site qui soulèvera le moins d'opposition!

La politique des prix

La politique des prix est toujours d'une importance primordiale pour une entreprise devant maximiser son revenu et pour un public qui souhaite minimiser ses paiements; l'incompatibilité apparente de ces positions fait que les normes de service, qui sont affectées directement par ces deux conditions, sont également importantes. Une étude du marché a été faite en Angleterre sur ce point particulier et a été décrite en détail dans un autre article.

La question de la méthode d'établissement des prix est un problème important au Royaume-Uni, où l'eau pour les ménages et les commerces (industrie et agriculture non inclus). n'est pas mesurée par compteurs. Depuis quelques années la plupart des services d'eau d'Angleterre et du Pays de Galles ont donné à leurs clients le choix entre continuer à payer sur la base de la valeur locative ou d'après les relevés de compteurs.

Beaucoup de personnes en Grande Bretagne pensent qu'il serait plus juste de payer sur la base d'un compteur. Mais bien que les études de marché puissent aider à déterminer et indiquer le point de vue général sur

cette alternative, la réponse, ici encore, est prévisible et dépendra surtout si un individu donné paierait plus ou moins pour l'eau dans un ou l'autre système. Tout le monde souhaite la justice à condition qu'elle penche en sa faveur!

En fait un service d'eau peut déjà évaluer la demande pour des compteurs, ayant tenu compte de l'inertie inévitable du public sur ce sujet, les avantages du comptage, dépendant de la taille de la maison, qui se reflète dans la valeur locative déjà connue.

Qualités de service

Ici encore la plupart des organisations ont soulevé le problème des normes de service—qu'est-ce que les clients veulent avoir: un meilleur service pour un prix plus élevé ou un service inférieur pour un prix plus bas? Toutes les directions savent que ce que leurs clients veulent vraiment n'est pas réalisable: un meilleur service pour un prix plus bas.

La plupart des services d'eau, de par leurs dimensions, sont considérés par le public comme étant trop loin, d'eux. Pour éviter cette critique, il faudrait "localiser le service", mais ceci signifie plus de personnel, alors que l'on cherche à réduire le personnel en développant l'automatisation et la productivité. Une gestion efficace n'est pas toujours synonyme de sensibilité aux demandes du public, bien que, paradoxalement, la demande du public inclue le désir d'une meilleure efficacité.

Expérimentation

La Wessex Water Authority, en Angleterre, en vue de mettre en oeuvre une politique concernant le niveau des services à fournir, a entrepris une étude de marché pilote pour 'aider' cette politique du futur et pour décider d'une éventuelle extension de cette première étude de marché.

La prise des décisions sur les qualités de service était normalement basée sur des groupes d'études internes, divers facteurs étant évalués subjectivement par les participants. Pour voir les avantages éventuels d'une étude de marché, une expérience fut réalisée avec le personnel du Service, mais en utilisant des groupes d'âges, disciplines, rangs et salaires divers.

Le projet traitait d'une série de thèmes couvrant différentes questions clefs. La première réponse du groupe fut analysée puis indiquée aux participants dans le corps d'un deuxième questionnaire pour voir si un consensus d'opinion pourrait être obtenu dans une deuxième étape. L'anonymat des réponses des membres fut toujours conservée.

Le questionnaire est indiqué en Annexe A. (Page 4). Il est beaucoup plus complexe qu'un questionnaire soumis au grand public, mais ceci ne remet pas en cause le principe.

Les résultats obtenus au premier tour furent utilisés pour calculer les résultats maximum, minimum et moyens concernant chaque thème, la moyenne étant le point médian—c'est-à-dire la moitié des résultats étant au-dessus et la moitié en-dessous.

L'annexe B propose le questionnaire de la seconde étape qui contient les mêmes questions que le premier mais avec un résumé des résultats du premier tour.

L'annexe C donne le résumé des résultats du second tour et montre la gamme et la moyenne pour chacun des thèmes.

RÉSUMÉ DES RÉPONSES

Une comparaison des résultats obtenus des première et seconde étapes (Annesses B et C respectivement) (Page 4) montre les points généraux suivants:

- (i) La gamme des réponses pour chaque question de la seconde étape avait tendance à être plus limitée que dans la première, le changement venant surtout du fait que moins de chiffres très élevés ont été retenus.
- (ii) Pour le Tableau A les résultats de la seconde étape ont donné des moyennes identiques ou plus basses que pour la première sauf pour la question de la colonne d'alimentation qui a donné un chiffre moyen plus élevé.
- (iii) Pour le Tableau B bien que les gammes fussent différentes pour les deux étapes, les moyennes obtenues n'étaient que légèrement différentes, surtout parce que des chiffres relativement bas ont été obtenus pour toutes les questions.

Il est intéressant de noter que la proportion moyenne des réponses modifiées par les participants fut d'un tiers environ.

La conclusion frappante est que bien que tous les participants appartenaient au Service et étaient donc plus qualifiés pour répondre aux questions que le consommateur moyen, la gamme des réponses obtenue fut très large. Même au second tour, bien que les gammes aient eu tendance à être réduites, de grandes différences d'opinion persistaient.

La conclusion finale de Service fut que les résultats à attendre d'une étude de marché à l'échelle des consommateurs seraient peu concluants du fait de la trop grande diversité des opinions parmi ceux qui, dans une certaine mesure, connaissent déjà les problèmes.

Image de l'entreprise

Il y a des aspects des entreprises d'eau et de leurs rapports avec le public qui se comparent avec ceux du secteur privé. Par exemple, une entreprise d'eau s'inquiète de son 'image', de savoir si on la considère comme efficace, ou lointaine ou indifférente. Ici, une étude de marché peut établir l'attitude du public aussi efficacement que dans un domaine commercial, mais la question est de savoir si cette information n'est pas facilement accessible sans une telle étude.

L'étude de marché est surtout utile pour évaluer l'effet d'une campagne donnée. Par exemple, réduire la consommation de l'eau en temps de sécheresse, ou encourager les précautions à prendre contre le gel. Est-il possible par une approche scientifique et des interviews personnels d'évaluer l'efficacité de ces actions promotionnelles? Les techniques de questions-réponses par questionnaire envoyé par poste utilisées pour obtenir l'information ne reproduiront sans doute pas fidèlement leur impact sur le public.

Les loisirs

Dans un autre domaine aussi, les entreprises d'eau peuvent être comparées au domaine commercial—dans leur promotion de la pêche et des loisirs. De nombreuses études ont déjà été faites dans ce domaine, surtout aux Etats-Unis, mais sans doute dans d'autres pays également.

Toute entreprise qui se propose de développer de nouvelles activités de loisirs a intérêt à savoir s'il y a bien un besoin potentiel suffisant pour les rendre rentables; quel développement sera le mieux accueilli (donc plus profitable); quel est le niveau optimum des prix; quel distance les usagers accepteront—ils de faire, et nombre d'autres données associées.

Ceci est un domaine où existe la concurrence, comparable en fait avec une entreprise envisageant de créer un bowling ou une patinoire. La seule différence, cependant, est que le profit ne peut être le seul critère pour les loisirs liés à l'eau, car il faut tenir compte aussi,

dans le contexte du service de distribution d'eau, de considérations telles que la santé publique, les effets sur l'environnement et le service de distribution d'eau lui-même.

RECHERCHE INDUSTRIELLE

Etant donné que 50% au moins de la demande en eau vient de l'industrie, il est important que l'industrie de l'eau elle-même soit pleinement consciente de l'évolution du monde industriel et des changements technologiques pouvant affecter la consommation d'eau.

De façon générale, le développement de l'industrie est affecté par la prospérité nationale et la situation économique. Il peut y avoir des variations locales et régionales, mais dans l'ensemble, la force ou la faiblesse économique d'un pays conditionne la prospérité au niveau régional.

Tous les pays industrialisés peuvent faire des prévisions économiques et disposent de statistiques hautement sophistiquées, non seulement au niveau gouvernemental mais souvent au niveau professionnel ou d'organisations commerciales. Il n'est donc pas nécessaire que l'industrie de l'eau se lance dans une compilation de ces faits. De même, l'évolution démographique est contrôlée avec soin, et les données correspondantes disponibles au niveau national, régional ou local.

L'auteur pense qu'il y a déjà suffisamment d'éléments statistiques permettant d'évaluer les tendances à la croissance ou à la régression, donc qu'une étude particulière par l'industrie de l'eau dans ces domaines serait inutile et coûteuse.

Pays en voie de développement

Jusqu'ici les remarques ont concerné surtout les pays qui bénéficient des services de distribution d'eau bien établis. Ces services ont grandi au cours des années, souvent de façon empirique, et sont maintenant dans une situation technologique et administrative sophistiquée. Mais dans beaucoup de pays en voie de développement, lorsque la distribution de l'eau est moins développée et moins universelle, une étude de marché pourrait-elle être utile?

Une première réaction est de penser que tel pourrait bien être le cas. D'un autre côté bien des populations du monde ne recherchent la perfection en matière de distribution de l'eau. Il leur faut de l'eau potable. Probablement ceux chargés de la mise en oeuvre de la distribution d'eau pourront bénéficier davantage des échanges avec les autres ingénieurs de l'AIDE plutôt que de recourir à des études de marché ésotériques et spécialisées.

Conclusions

1. Les études de marché jouent un rôle essentiel et positif en évaluant les tendances d'avenir d'un marché dans un environnement commercial.
2. La distribution de l'eau étant un service monopolistique, les études de marché ne peuvent avoir la même signification que dans une situation de concurrence.
3. Les études de marché sont un outil de gestion utile pour obtenir des faits, comme l'utilisation d'équipements par les ménages, les habitudes des consommateurs en ce qui concerne l'utilisation de l'eau, mais ceci est un processus direct.
4. Dans les pays utilisant des compteurs pour la

facturation, une étude du marché n'a qu'une application limitée.

5. Les études de marché, comme moyen pour connaître l'opinion publique sur la gestion de l'eau ont au mieux, une valeur d'appui des pratiques traditionnelles de participation du public.

6. Les études du marché ont une valeur discutable pour obtenir des opinions utiles sur des sujets tels que la politique des prix ou les qualités de service.

7. Dans le domaine périphérique mais important de la récréation sur l'eau, les études du marché peuvent jouer un rôle important pour évaluer les priorités de développement.

Mr J. E. Thackray, Severn Trent Water Authority, Birmingham.

"DEVELOPMENT OF WATER POLICY USING CONSUMER MARKET RESEARCH TECHNIQUES"

Introduction

1. New enthusiasm and opportunities for applying untried techniques to water issues were generated by the radical step of forming ten large river basin authorities in England and Wales. From 1974 these have been totally responsible for water resources, supply, sewerage, sewage disposal, pollution and flood alleviation and water based amenity and recreation for populations varying between 1½ and 11½ million people in one region.

2. New approaches were especially appropriate in the early years of these authorities and one with which the author has particularly been associated is the application of market research (MR) techniques to policy making. Four policy areas proved to be very susceptible to this approach.

- i) the type and volume of water use by households to be planned for in the future;
- ii) the long term approach to industrial water use and money income from charges for it;
- iii) developing a customer acceptable approach to major changes in Tariff Structure;
- iv) customer response to and take up of new optional Tariff Structures.

The Approach to Market Research

3. So far as is known to the author there had been no significant, formal market research into water issues in the British Isles prior to 1975, and relatively little elsewhere in the world. With the exception of the studies discussed in the paper this is still generally the case today; notable further exceptions being a number of public consultation/market research exercises on environmental protection issues in the USA. The reasons for this are many and various but figuring largely amongst them are:

- i) the relatively small scale of most water undertakings which tend to preclude the development of internal expertise and foster a related unwillingness or inability to formulate the approach and employ outside expertise;
- ii) small size means that it is easier for local boards of politicians and management to know or claim to know what the customer wants or "what is good for him";
- iii) water supply and sewerage agencies are more complete natural monopolies than even their close cousins of electricity and gas distribution, therefore the motivation to find out what the customer wants and is doing with the product is considerably less than in almost any other industry;
- iv) in the developed world where the general provision of water services is well established and market research expertise is indigenous; the pace of

change of both technology and percentage of customers taking the product is remarkably slow compared with most other industries.

4. Despite this history a few people in the Severn-Trent Water Authority thought that, being newly formed in 1974 to serve 8¼ million people, in a rapidly changing economic climate and with a totally new financial base, it was important to have a much more structured and scientific approach to finding out where the product went and why, and how people were prepared to pay for it. Discussing priorities, it soon became clear that household use was the most rapidly growing as well as the largest component of demand and that if inherited forecasts of demand were significantly in error then the whole policy for water resources development could prove ill founded. This led to a household water use investigation becoming the first major market research study by the UK water industry and the author suggests that in the water industry it will probably always be the pragmatic exigencies of the period which dictate the balance and priorities of market research. This is because there is unlikely ever to be sufficient justification for major continuous effort.

5. Analysis of the best technical means of pursuing market research activities showed that there were three major alternative approaches:

- i) complete in house effort using professional, technical and statistical staff to construct the frame of reference and questionnaires and using sub-professional and clerical staff to despatch questionnaires, perform follow up visits and undertake basic analysis followed by in house final report writing;
- ii) a halfway approach where in house staff set out the philosophy and approach to the problem, defined the specification and drafted outline questionnaires, followed by refinement of approach and the elimination of biased questions with the aid of commercial MR organisations. The next step being for commercial organisations to tender for and complete the despatch and receipt of questionnaires, quality control, follow up surveys and basic statistical analyses. Finally Authority staff to be responsible for higher level analyses, report writing and the drawing up of major conclusions;
- iii) a completely contracted out approach. Here Authority staff would confine themselves to defining a specification and dissemination and use of the results. Commercial MR organisations would tender for a complete package of questionnaire development, field work, basic and final analysis and report writing and the drawing of conclusions.

6. Very careful thought was given to all these possibilities and variants of them, the final decision being for approach (ii). The complete in house approach was rejected not for absolute lack of potentially competent

personnel, but rather because such personnel could not be employed on a regular basis on such work. As a result their performance would suffer and projects could well be delayed or be inadequate due to the staff concerned being distracted by, or diverted to, other activities. Approach (iii) was rejected primarily because there was a real probability that despite meticulous care in drawing up the specification; in house inability to foresee all problems at that stage, coupled with the inexperience of MR consultants and contractors in water matters, would be likely to lead to a sub-optimal framework for the field research and inadequate or incomplete drawing of conclusions. Option (iii) overcame most of the problems associated with (i) and (iii) and was likely to prove a punctual and least cost solution. It would also give a firm foundation of experience on which to build for the future. Because of the novelty of the whole approach in the water field and the lack of objective proof of its eventual success the project was paid for from the Authority's Research and Development budget.

Method and Results of MR into Household Water Use

7. Traditionally household water use in the British Isles is not metered and the service is paid for by reference to the property's rental valuation. However, there is one small town, population 30,000 where all water supply has been paid for by meter for over 100 years. The chosen approach was to twin an adequately sized and representative sample of these households against a similar sample in another geographically well separated town of similar size. Both samples of around 500 households would have their consumption read daily and the occupants would keep a precise daily record of all forms of household water use and its frequency. In addition from a sample of 5,500 households across the region a detailed analysis would be obtained of socio economic status, house type, tenure, number and age of occupants, and the ownership of every different type and make of major water using appliance such as clothes washing or dish washing machines so that results in the two sample towns could be put into use regionwide.

8. The vital task of recruiting the sample of volunteers to keep diaries of water use was accepted by experienced local staff, who were successful in securing a high degree of co-operation for a study of this type from the random sample of households approached. The statistics are given in Table 1. The relatively higher proportion refusing to take part in the unmetered town chiefly reflected fears of inconvenience arising from installation of meters inside the property. In the event this exercise was carried out quickly and efficiently by local staff, and complaints arising from the work were negligible. All householders agreeing to take part were offered a £10 ex gratia payment, made at the conclusion of the study.

Table 1 Success Rate in Recruiting Participants for Study

	Metered Town	Unmetered Town	TOTAL
No. of householders visited	957	999	1956
No. agreeing to take part	494 (52%)	469 (47%)	963 (49%)
No. refusing to take part	152 (16%)	328 (33%)	480 (25%)
No. excluded due to infirmity, shared premises or expensive pipework alterations	311 (32%)	202 (20%)	513 (26%)
No. finally taking part (after further losses due to bereavement, illness, moving house etc)	461 (48%)	392 (39%)	853 (44%)

9. Considerable care must be taken in any exercise of this type to ensure that results are not in themselves influenced by the fact of the study taking place. This possibility was covered and allowed for by measuring remotely the water use of a control sample and relating that to consumption in the households being studied before and during the study. In practice the 'study' effect was not very large after an initial settling in period and the results of the study are summarised in Table 2.

Table 2 Average Annual Household Water Use (1/person per day)

	Metered Town	Unmetered Town
Toilet Flushing	32	33
Waste disposal usage	*	*
Basic (drinking, cooking washing up etc)	34	32
Dishwashing machine	*	*
Baths	16	16
Showers	1	1
Washing machine	8	9
Clothes rinsing	3	4
Garden watering	3	1
Lawn sprinkling	*	*
Car washing	*	1
	98	98

*Use of less than 0.5/day: The totals are not exact due to rounding.

Overall this MR exercise was found to be very effective (*Ref 1) and the results allowed forecasts to be substantially modified (roughly halved) on a scientific basis. As a result the Authority's water resource strategy has been progressively altered to a very significant extent including the eventual deferral of one major reservoir project for at least 3 decades.

Industrial Water Use Analysed by MR

10. The second largest component of the total demand on the piped public water supply in UK is demand by manufacturing industry and commerce. In addition industry takes a similar or larger supply under licence, direct from groundwater, rivers and canals. In central England a high proportion (roughly 1/3) of the resulting effluent is discharged to public sewers and sewage disposal or reclamation works. This substantially adds to manufacturing costs. In 1977 it was decided to undertake a massive MR study into industrial water use with the following purposes.

- to analyse how much water each sector of industry was using;
- how much water was being used for different purposes;
- to find out how use of piped supply was related to use of direct abstraction from sources;
- to find out how much from each type of use was being discharged to what kind of disposal system;
- to see how price sensitive were the various sectors and uses of industry;
- to form a sound analytical base for charging policy development, forecasting and planning new works.

Approach (ii) as described in paragraph 5 was again considered most appropriate. Industrial water use is much more complex than household use and as an essential part of the preparations for the survey, a pilot study was implemented in the autumn of 1977. As a result of this MR specialist contractors redrafted the questionnaire and taking into account the skewness of the consumption distribution proposed a slightly smaller sample without any reduction in the survey efficiency.

The survey was to be conducted in two parts:

- (a) about 3500 questionnaires were posted to a sample of industrial customers with annual mains consumption in excess of 4.5 ml/a (or with a licence for direct abstraction of water in excess of 18 ml/a);
- (b) a subsample of 500 customers from (a) were selected for personal interviews mainly on the grounds of size of consumption but also on the complexity of water use—eg an industrial user with recycling would be preferred to a large user with straightforward use (eg a large school or hospital).

A high rate of response was achieved, aided by two reminder letters, and while the necessary complexity of the questionnaire used in the postal survey resulted in a number of unusable questionnaires, an extensive data set was obtained (Table 3).

The respondents accounted for 44% of metered demand but are believed to have given a fairly representative picture for large industrial customers whose consumption amounts to about 80% of metered demand.

Table 3 Response to Postal Survey of Industrial Water Use

Establishments sampled	3115
Questionnaires returned	2315 (74%)
Questionnaires used in analysis	1817 (58%)

11. The sectors of industry into which the study was divided with the relative use uncovered are summarised in Table 4. The components are shown in Table 5. The particular figures are specific to the circumstances of the Severn-Trent region but the approach is applicable elsewhere.

Table 4 Proportions of Piped and Direct Water Use by Different Industries

Industrial Sector (Ref 2)	Percentage of Total Metered Mains Demand	Percentage of Direct Abstraction (excluding Central Electricity Generating Board)
Mining and quarrying	1.4	1.3
Food, drink, tobacco	9.8	4.6
Coal and petroleum products	1.8	0.1
Chemicals & allied industries	7.7	32.0
Metal manufacture	15.7	16.0
Engineering	17.9	5.4
Vehicles	5.3	1.3
Textiles	7.0	33.4
Leather, leather goods & fur	0.1	0.1
Clothing and footwear	0.3	0.2
Bricks, pottery, glass, cement etc	2.6	1.1
Timber, furniture etc	4.6	1.1
Paper, printing & publishing	0.6	2.7
Transport & communications	0.9	—
Business & professional services	10.7	0.1
All Other	13.5	0.7
	100.0	100.0

The detailed results and methodology have been written up elsewhere. (Ref 3). The extent of use for personal hygiene etc by employees at 29% of total piped water use by industry was an unexpected revelation. The average was found to be around 80 to 100 litres per person per day at work. Practice in recycling water before discharge was found to vary enormously

Table 5 Proportions of Industrial Use of Public Water Supply, By Purpose

	Percentage of Total Mains Supply Used for Specified Purpose
Domestic	28.8
Topping-up condensate	14.5
Cooling hot metal	1.0
Cooling plant—reused	8.2
Cooling plant—once through	14.5
Washing down	4.5
Washing out	2.9
Product rinsing	10.8
Product testing	0.7
Chemical solutions	5.0
Gas scrubbing	1.1
Conveying product or waste	0.1
Blanching food	2.4
Product ingredient	1.2
Sterilisation	0.6
Dust suppression	0.3
Humidifying	1.9
Other	—
Share of metered mains demand %	100%

even between firms in very similar situations. The pay back period over which firms were seeking the return of capital invested in water saving equipment was shown to average 2½ years, the bulk of the periods being between 1 and 4 years.

12. The average elasticity with respect to industrial output was found to be 0.5 and the average elasticity with respect to price—0.3. Having experienced reducing total industrial demands for water since 1970 the Authority was able to plan on a much sounder engineering and financial basis as a result of the completion of this survey in Spring 1979. Overall it is now forecast that industrial demand in the region will not exceed its 1970 peak during this century. The overall input and output situation revealed is set out in Fig 1.

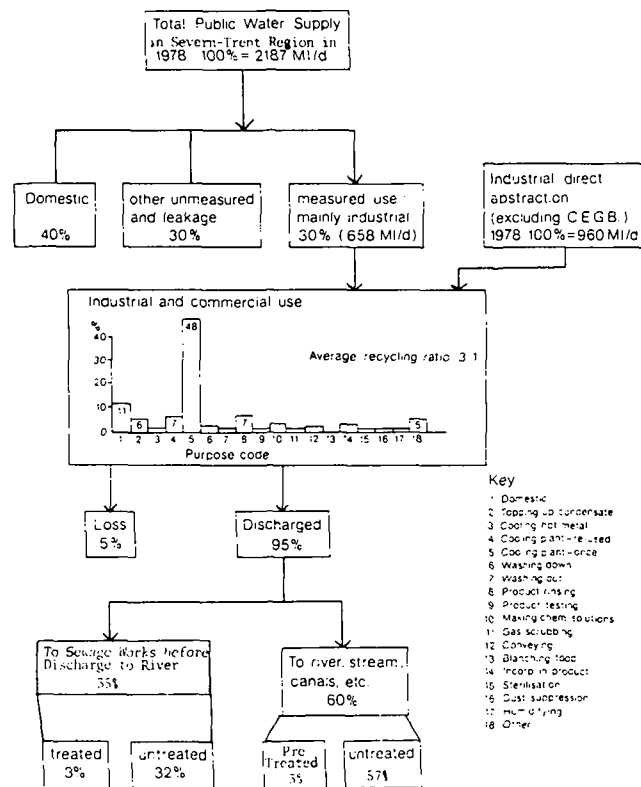


Fig. 1. Input and Output of Industrial Water

Developing Customer Acceptable Approach to Major Changes in Tariff Structure

13. Traditionally very little household water use has been paid for by meter in the British Isles, payment being through a standard charge rate against the rental value of the property. Nevertheless intensive studies (Refs 1 and 8) have shown that water use is comparatively frugal by international standards and that very little variation in use (under 10%) takes place where supplies are charged by measure. All household sewerage costs for both the drainage and reclamation of used (foul) water and for taking away rainfall from roofs, highways etc in developed areas were also paid for at a similar standard charge rate against the rental value of the property. In 1974 the $\frac{2}{3}$ government contribution from general taxation to sewerage cost in England and Wales was withdrawn, and in addition it was decreed that by 1 April 1981 Water Authorities in this part of UK should have taken steps to move from taxing for service to charging for it without unduly discriminating against particular classes of users. (Ref 4).

14. The problem was to devise an economical and customer acceptable method of making a sufficient move from taxing to charging for water services, against a background of considerable political contention about the charge and its effects on customers. Study showed (Ref 5) that a change to general payment by meter would be grossly uneconomic costing roughly twice the accumulated and discounted long term savings of water costs. Other alternatives considered were:

- i) leave the system alone and accept existing major overpayment by small households with low water use in high rental value property;
- ii) amend the application of the charge on rental value to include a fixed or standing element in the tariff which reduces the charge to high value property and increases the charge to low value property thus improving the statistical fit of payment to consumption;
- iii) create a new form of charge base and the appropriate records without resorting to metering, eg number of taps per property or number of persons per property;
- iv) recognise the additional costs of payment by meter, but let customers opt for this method of payment, if individually they were prepared to pay the extra costs of metering rather than accepting the cheaper to administer but more approximate rental value charge.

15. The problem was to put together a package so that these and their variants could be discussed with local political and consumer organisations, special interest groups and the customers directly. Eventually a simple 'glossy' leaflet (Ref 6) was prepared with pictorial, verbal and numeric illustrations of the main alternatives. It was recognised that circulating this was chiefly going to attract the views of the vocal, the articulate, the politically motivated and those with something to gain; rather than the views of "the silent majority". The silent majority would be affected by new policy and it was decided to also acquire their views by the use of MR techniques.

16. The Consultation Exercise was advertised extensively in the press and through newspaper comment as a result of which 4,500 individual customers requested a leaflet, some 2,300 returned a reply paid postcard (Fig 2) and a surprisingly high

Would you be in favour of Severn-Trent

	YES	NO	UNDECIDED
1. Allowing individual households, as well as industry and commerce, to pay by meter provided that these householders meet all the costs of metering? AND EITHER			
2. Introducing a Two Part Tariff on Rateable Value for all unmetered customers including households? OR			
3. Retaining a Simple Charge on Rateable Value for all unmetered customers including households?			
Name			
Address			
Rateable Value of House			No. of Occupants
ST 994			

Fig. 2 The Reply Paid Postcard used for Customer Consultation on Charges

number (about 200) took the trouble to write individual letters. Subsequent MR showed that only 1 in 80 of customers who saw the advertisements felt sufficiently strongly to fill in the name and address coupon and send for the leaflet. Overall the results obtained were not as biased as might have been expected (Ref 7). They showed a strong majority about 50%, amongst individual recipients in favour of metering, about 25% in favour of retaining a simple charge in rental values, and 25% favouring a variety of other approaches.

17. In addition to seeking individual views the Authority wrote with the leaflet and explanatory details to all Members of Parliament and Local Authorities in the region, the National Farmers' Union, the Country Landowners' Association, the Confederation of British Industry and to all known Consumer Groups and Ratepayers Associations. 45 major replies resulted from these consultations. A number of Local Authorities chose not to reply corporately but to leave it to individual Councillors to reply and 117 such responses were also received. On balance Local Authority corporate responses favoured retention of a simple rental value based charge which would have kept Water Authority charging practices in line with their own methods of revenue raising. The replies from individual Councillors followed a very similar pattern to those of responses from individual customers at large.

18. Very significantly the follow up exercise confirmed that "the silent majority" had no strong views on the way that water should be charged. 71% took this view, 6% were in favour of no change and 12% were in favour of either compulsory (9%) or optional metering (3%). 6% expressed a miscellany of minority views, but an important feature was a strong minority (5%) in favour of charges based on the size of the household.

19. After very lengthy consideration of all the views expressed and the statistical results gathered, and several meetings, the Members of the Authority (its governing body) took the view, properly in the author's opinion, that whilst it was their duty to consult and research widely on such a fundamental and far reaching policy change the decision was theirs alone. During the course of their meetings, compulsory metering and basing charges on the size of households were rejected on grounds of practicality and cost; and the introduction of a fixed or standing element in the tariff was rejected as an unnecessary aggravation for customers in low rental value property, which would not in any case solve the problem. The result was a decision to introduce optional payment by meter for those customers who wished for whatever reason, to meet the extra costs of measurement and payment by measure.

MR and the Potential Take Up of a New Optional Charging Policy

20. The introduction of metering as an optional method for payment was the first, and so far the only, area in which the water industry in UK has wished or been able to enter a significant choice into the affairs of its customers and arrive at something closer to a conventional market situation. With no experience to guide, it was therefore important to try to ascertain how many customers might in fact take up the option, and how quickly they might do it. As a MR exercise the problem was considerably simpler than those previously described and it was a fairly straightforward operation to draw up a specification and let a contract to a MR specialist.

21. The sampling method chosen was to seek interviews with 1150 householders, selected as a matter of convenience and in order to build on known information from the previous Regional Household Survey (para 7). These results were backed up by a postal questionnaire to 2600 households. The results of the postal questionnaire would not only give extra customer coverage, but also some indication of customer responsiveness to mailed information on charging policies. In practice 31% response rate was experienced without any use of follow up letters. The MR contractors were successful in gaining interviews with 80% of the households selected for interview of whom 94% recalled receiving the Authority's letter and leaflet advising them of the interview.

22. The results confirmed that on all potential applications of the policy considered the percentage take up would be highest in high rental value property. However, they showed considerable interest in low rental value property and sufficient interest in the

middle ranges under the right payment conditions, to lead to higher absolute numbers of take up in these areas than in the higher rental value band. (See Fig 3). The results had a significant effect on the method eventually used to introduce the meter option.

23. The theoretical statistical error in the result of the sample depends on its size and representativeness and was calculated to be about $\pm 3\%$. However, a far greater degree of uncertainty arises from several causes including:

- i) the precise terms under which the option is actually offered and the way they are set out in information sheets to the customer;
- ii) the way in which the existence of the option is brought to the customer's attention, eg direct mailing of an application slip for detailed information, direct mailing of the full package, newspaper advertisement, canvassing, word of mouth by persons who have already taken the option etc;
- iii) the image of the Water Authority and whether customers trust it not to invalidate their choice by significantly altering relative charges over a period of time;
- iv) the conditions under which the option could be reversed.

24. The MR exercise had explored (i) in some detail from which a long term take up rate of around 10% could be inferred on the conditions offered by Severn-Trent, but the effect of the other factors remained a matter of inspired conjecture. As a result, after some contention of both a technical and political nature it was decided to pilot the introduction in two areas covering 40,000 households each, one having a low potential take up rate and the other a high one. The result after direct mailing of an explanatory leaflet/application slip for detailed instructions and information sheets, is a response rate of applications for information packs of around 4% and an actual take up rate averaging just over $\frac{1}{2}\%$ during the first year. This is reasonably consistent with the MR results and the "S Shaped" take up usually found on introducing a new product or idea. Overall take up is expected to be spread over around 10 years.

CONCLUSIONS

25. It can be readily concluded that this new approach of using MR techniques as a means of fact finding and as an aid to "scientific" policy making has already proved its value. Whilst the approach has been used by two other Water Authorities as a means of analysing water use by households, the spread of the approach has not been rapid so far. It is a matter of speculation whether as the Water Authorities in England and Wales mature they will gradually move back in this area to the less open and innovative approaches of the majority of their predecessors, under the pressures of increasing central government direction, or whether they will go on seeking to find out scientifically and in advance, what their customers are and will be doing.

26. Some of the techniques employed are expensive but to put this in context, the cost of the whole of the work discussed in this paper is equivalent to the income received during the period of the work from around 400 average customers. Whilst this expenditure could be prohibitive for a small organisation, Severn-Trent has a total of around $2\frac{1}{2}$ million customers and the author considers that the Authority has had above average value for money from this work. For the future it remains to be seen what work proves worthwhile. Areas which have come up for consideration are customer

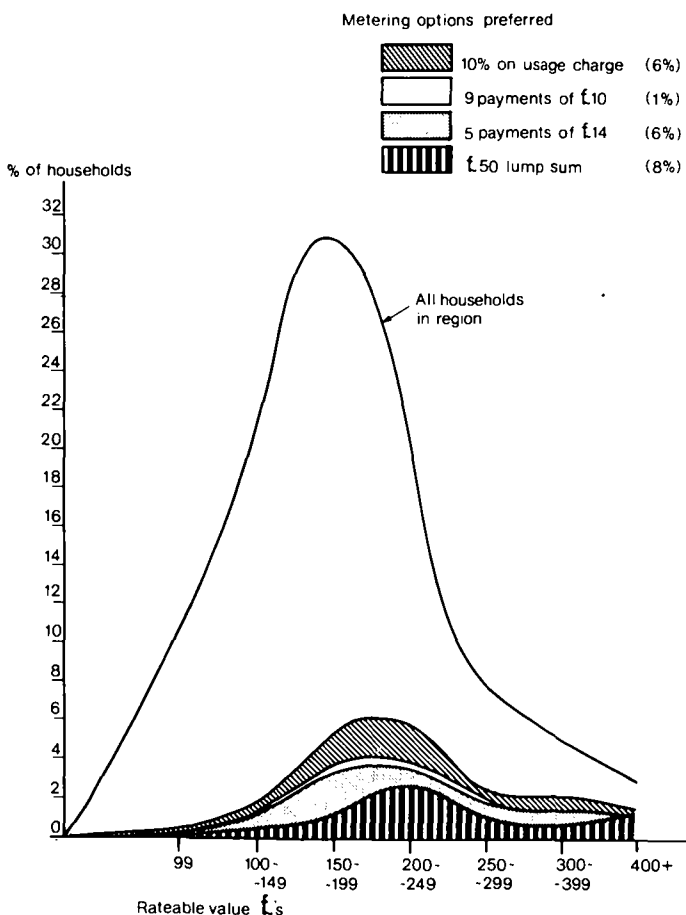


Fig. 3 Rateable value distribution of customers likely to opt for a meter in the long term

awareness of, and attitudes towards, their individual responsibilities for keeping their water fittings and underground connection pipes in order; also customer awareness of and attitudes to differing standards of reliability, availability and level of the water services.

27. The author wishes to acknowledge the help of the Authority and colleagues in making information available to him, but to stress that the content of this paper and particularly those matters requiring or implying subjective judgement are entirely his own responsibility and may not reflect the views of the Severn-Trent Water Authority.

References

- 1 "The Mansfield and Malvern Studies of Domestic Water Use". Thackray, Cocker and Archibald. Proc Inst.Civ.Engrs. Part I. Feb 1978, Vol 64, pages 37-61.
- 2 "Standard Industrial Classification". HMSO, London, 1968.
- 3 "The Severn Trent Studies of Industrial Water Use". Thackray and Archibald. Proc Inst.Civ. Engrs. Part I. Aug 1981, Vol 70, pages 403-432.
- 4 "Water Resources Act 1973" Section 30, HMSO, London, 1973.
- 5 "Paying for Water". Appendix IV. National Water Council, 1976.
- 6 "Your Water Services. How Do you Want to Pay for Them?". Severn-Trent Water Authority, Birmingham, England, 1978. (Copies available on request).
- 7 "Water Charges: Letting the Customer Choose". Sir William Dugdale. "Water". National Water Council, November 1979.
- 8 "Discussion on the Mansfield and Malvern Studies". Proc Inst.Civ.Engrs. Part I, Aug 1978, Vol 64, pages 483-502.
- 9 "Housing Water Consumption at Fylde and Malvern". Central Water Planning Unit, DOE, London, Technical Note No 16, Aug 1976.

J. E. Thackray, Severn-Trent Water Authority, Birmingham

"DÉVELOPPEMENT D'UNE POLITIQUE DE L'EAU BASÉE SUR LES TECHNIQUES D'ETUDES DU MARCHÉ DE LA CONSOMMATION"

Introduction

1. La création de dix autorités importantes en charge des bassins hydrographiques en Angleterre et au Pays de Galles donne l'occasion d'appliquer des techniques non encore essayées dans le domaine des problèmes de l'eau. Depuis 1974 ces autorités sont entièrement responsables pour les ressources et la distribution de l'eau, pour le système des égouts et l'évacuation des déchets, pour le contrôle de la pollution et des inondations ainsi que pour les loisirs liés à l'eau, pour des populations variant de 1½ à 11½ millions de personnes dans une région donnée.

2. De nouvelles méthodes convinrent tout particulièrement à ces autorités à leur début; l'une avec laquelle l'auteur de cet exposé a été associé concerne l'application des techniques d'étude de marché à l'établissement de la politique générale. Cette méthode s'est révélée particulièrement adaptée aux quatre domaines suivants:

- i) type et volume d'eau utilisés par les ménages qu'il faut prévoir dans l'avenir;
- ii) approche à long terme de l'utilisation d'eau industrielle, y compris ses aspects économiques;
- iii) développement d'une méthode acceptable pour le client concernant des modifications importantes dans la structure des tarifs;
- iv) réponse des consommateurs aux nouvelles catégories de prix proposées.

Approche de l'étude de marché

3. A ma connaissance il n'y a jamais eu d'étude du marché officielle ou importante concernant les problèmes de l'eau en Grande Bretagne avant 1975, et relativement peu partout ailleurs dans le monde. A l'exception des études dont référence sera faite dans ce rapport, ceci est encore assez vrai aujourd'hui, les autres exceptions à noter étant plusieurs expériences d'études de marché et de consultation du public sur les problèmes de la protection de l'environnement aux

Etats-Unis. Les raisons en sont multiples et variées; indiquons les plus importantes:

- i) le fait que la plupart des entreprises d'eau sont de taille limitée ce qui tend à freiner le développement d'une expertise en ce domaine au sein de l'entreprise et à créer en conséquence une certaine méfiance vis à vis d'une expertise externe.
- ii) les entreprises étant petites, il est plus facile pour les conseils d'administration et les hommes politiques locaux de savoir ou de prétendre savoir ce que le client veut ou "ce qu'il lui faut";
- iii) les organismes chargés de la distribution de l'eau et de l'élimination des eaux usées constituent des monopoles plus encore que ceux en charge de l'électricité et du gaz. En conséquence la connaissance de ce que le client veut ou fait avec le produit est considérée comme moins importante que pour les autres industries.
- iv) dans le monde industrialisé où la fourniture de l'eau est bien établie les changements dans la technologie et dans le pourcentage de clients adoptant le produit sont remarquablement lents par rapport à la plupart des autres industries.

4. Malgré cela, un petit nombre de personnes travaillant pour le Service des Eaux de Severn-Trent, créé en 1974 pour desservir 8¼ millions de personnes, pensèrent que, dans un climat économique évolutif et avec une base financière entièrement nouvelle, il était important d'avoir une méthode mieux structurée et plus scientifique pour savoir où allait le produit, pourquoi, et comment les usagers étaient disposés à le payer. La discussion des priorités montra rapidement que l'utilisation domestique était le domaine le plus vaste et en plus forte croissance; donc que si les prévisions de la demande se trouvaient être erronées, toute la politique du développement des ressources en eau s'avèrerait mal fondée. C'est ainsi qu'une étude de l'utilisation de l'eau domestique devint la première étude de marché importante de l'industrie des eaux au Royaume-Uni. Dans cette industrie, les exigences pragmatiques du moment dicteront toujours l'équilibre et les priorités du

marché; il est en effet peu probable qu'il y ait jamais justification suffisante pour un effort continu à grande échelle.

5. Une analyse des meilleurs moyens techniques de poursuivre une étude du marché a montré qu'il y avait trois méthodes possibles:

- i) utilisation d'un personnel spécialisé, maîtrisant technique et statistique, pour établir le cadre de référence et les questionnaires, un personnel moins spécialisé étant chargé de l'envoi de ces questionnaires, pour faire des visites de relance et entreprendre une analyse de base avant de rédiger sur place un rapport final;
- ii) une méthode à mi-chemin, le personnel de l'entreprise établissant la philosophie et la méthode à suivre, définissant les spécifications et rédigeant les questionnaires utiles avant de raffiner la méthode et d'éliminer certaines questions partielles en ayant recours à des organismes spécialisés en étude de marché. Ces organismes se chargeraient des envois finaux et s'occuperaient du retour des questionnaires, des études de relance et des analyses statistiques de base. Le personnel du Service des Eaux serait alors responsable des analyses plus poussées, de la rédaction du rapport et de l'établissement des conclusions les plus importantes;
- iii) le travail est confié à un organisme extérieur. Ici le personnel du Service des Eaux ne ferait que définir les spécifications de l'étude et utiliser les résultats. Des organisations commerciales spécialisées en étude de marché proposeraient leurs services pour l'élaboration du questionnaire, la collecte des réponses, les analyses de base et finales, la rédaction d'un rapport et l'établissement de conclusions.

6. Ces possibilités furent examinées, et, finalement c'est la méthode (ii) qui fut choisie. La méthode (i) fut rejetée non à cause d'un manque de personnel compétent, mais plutôt parce que ce personnel ne pourrait se consacrer suffisamment à ce travail et sa performance pourrait en souffrir. La méthode (iii) fut rejetée surtout parce que malgré le soin apporté à établir la spécification, l'impossibilité de prévoir sur place tous les problèmes pouvant survenir, jointe à l'inexpérience des conseils en étude de marché et des services d'eau eux mêmes, le cadre des travaux, donc les résultats risquaient d'être insuffisants ou incomplets. La solution (ii) résolvait la plupart des problèmes associés avec (i) et (iii) et allait probablement s'avérer plus exacte et moins onéreuse. Elle fournirait aussi une base d'expériences sur laquelle se baser à l'avenir. A cause de l'aspect innovation de cette méthode dans le secteur de la distribution d'eau des risques pesant sur son succès final, le financement de ce projet fut affecté au budget Recherche et Développement.

Méthode et Résultats de l'étude de marché concernant l'utilisation domestique de l'eau

7. Traditionnellement, l'eau pour utilisation domestique n'est pas mesurée en Grande Bretagne; le service est payé par les usagers suivant la valeur locative de la propriété. Mais il existe une ville de 30.000 habitants où la distribution d'eau est facturée depuis plus de 100 ans sur relevés de compteurs. La méthode choisie fut de jumeler un échantillonnage suffisamment grand et représentatif de ces ménages avec un échantillonnage semblable dans une autre ville géographiquement éloignée mais ayant un nombre d'habitants comparable. Environ 500 familles dans les

deux villes auraient leur consommation en eau notée tous les jours et tiendraient des fiches journalières de l'eau utilisée pour des buts domestiques et de l'heure de cette utilisation. De plus, une analyse détaillée serait obtenue d'un échantillonnage de 5.500 familles à travers le pays pour savoir la situation socio-économique, le type de maison, le bail, le nombre et l'âge des occupants et les types et modèles des appareils utilisant de l'eau: machines à laver le linge ou la vaisselle, par exemple, pour que les résultats dans les deux villes échantillons puissent être utilisés partout dans la région.

8. Le travail essentiel de recruter les volontaires nécessaires pour tenir les fiches sur l'utilisation de l'eau fut conduit par un personnel local expérimenté qui réussit à obtenir une coopération considérable pour une étude de ce genre des familles contactées à cet effet. Les statistiques sont indiquées dans le Tableau 1. La proportion relativement plus élevée de familles refusant de participer dans la ville sans compteurs venait surtout de craintes de dérangement venant de l'installation de compteurs dans leur propriété. En fait, cet exercice fut effectué rapidement et efficacement par du personnel local, et les plaintes reçues furent négligeables. Toutes les familles acceptant de participer reçurent un paiement de 10£ à la fin de l'étude.

Tableau 1 Evaluation du succès du recrutement de participants à l'étude

	Ville avec compteur	Ville sans compteur	TOTAL
Nombre de familles visitées	957	999	1956
Nombre acceptant de participer	495(52%)	469(47%)	963(49%)
Nombre refusant de participer	152(16%)	328(33%)	480(25%)
Nombre exclu du fait d'infirmités, de locaux partagés ou de modification onéreuse de la tuyauterie	311(32%)	202(20%)	513(26%)
Nombre de participants (après corrections dues à des décès, maladies, déménagements, etc)	461(48%)	392(39%)	853(44%)

9. Il faut bien veiller dans tout exercice de ce genre à ce que les résultats ne soient pas eux-mêmes affectés par l'étude. Cette possibilité, fut prise en compte, la consommation d'eau d'un échantillon de contrôle étant mesurée et comparée avec la consommation d'eau des familles considérées avant et pendant l'étude. En pratique l'effet de l'étude ne fut pas très important après une période d'installation initiale. Les résultats de l'étude sont résumés au Tableau 2.

Tableau 2 Moyenne de l'eau domestique utilisée en un an (litres par personne par jour)

	Ville avec compteur	Ville sans compteur
Utilisation de la chasse d'eau des W. C.	32	33
Evacuation des déchets	*	*
Eau — pour boire, faire la cuisine, laver la vaisselle, etc.	34	32
Machine à laver la vaisselle	*	*
Bains	16	16
Douches	1	1
Machine à laver le linge	8	9
Rinçage du linge	3	4
Arrosage du jardin	3	1
Arrosage de la pelouse par jet	*	*
Lavage d'auto	*	1
	98	98

* Moins de 0,5 l/jour: les totaux ont été arrondis.

Dans l'ensemble cet exercice d'analyse du marché s'avéra efficace (* Ref. 1). Les résultats ont permis de modifier très nettement les prévisions (réduction de

moitié) sur une base scientifique. Ceci a entraîné la modification de la stratégie du Service des Eaux, y compris la remise probable d'un projet de réservoir important pendant 3 décennies au moins.

10. Utilisation de l'eau industrielle analysée par l'étude de marché

Après l'utilisation domestique, la distribution d'eau fournie à l'industrie et au commerce occupe la deuxième place au Royaume-Uni. En outre l'industrie capte une quantité semblable sinon plus grande directement des eaux souterraines, des fleuves et des canaux. En Angleterre centrale une forte proportion (1/3 environ) des eaux usées produites est déchargée dans les égouts publics et dans les installations de régénération ou d'élimination. Ceci ajoute considérablement aux frais de fabrication. En 1977 il fut décidé d'entreprendre une étude massive du marché de l'utilisation des eaux industrielles pour les raisons suivantes:

- i) analyser la consommation de chaque secteur de l'industrie;
- ii) combien d'eau est utilisée à d'autres fins;
- iii) quelle part de la distribution venant du réseau est-elle associée à l'emploi d'extraction directe;
- iv) trouver la quantité par type d'utilisation déchargée vers les différents types de système d'évacuation;
- v) voir l'effet des prix sur les divers secteurs et les utilisations par l'industrie;
- vi) disposer une base analytique sûre pour concevoir une politique des prix, élaborer les prévisions, et programmer de nouvelles installations.

La méthode (ii) telle que décrite au paragraphe 5 fut ici aussi considérée comme celle qui convenait la mieux. L'utilisation des eaux industrielles est beaucoup plus complexe que celle des eaux domestiques et, dans le but de préparer cette étude, une étude pilote fut mise en oeuvre en automne 1977. Le questionnaire fut ensuite modifié et, tenant compte des changements dans la distribution de la consommation, un échantillonnage un peu plus petit fut pris en compte sans pour autant réduire l'efficacité de l'étude.

Cette étude fut faite en deux parties:

- (a) 3500 questionnaires environ furent expédiés à un échantillonnage de clients industriels consommant plus de 4,5 ml/a par an (ou ayant une autorisation d'extraction directe de plus de 18 ml/a).
- (b) un sous-échantillonnage de 500 clients tirés de (a) fut choisi pour interviews personnels, surtout en se basant sur la consommation mais aussi sur la complexité de l'emploi par exemple, un usager industriel faisant du recyclage était choisi plutôt qu'un usager important tel qu'une grande école ou un hôpital.

Les réponses représentaient 44% de la demande mesurée, mais constituaient un tableau assez représentatif des grands clients industriels dont la consommation représente 80% environ de la demande mesurée.

Tableau 3 Réponses à l'étude par courrier sur l'utilisation d'eau industrielle

Etablissements échantillonnés	3115
Questionnaires renvoyés	2315 (74%)
Questionnaires utilisés dans l'analyse	1817 (58%)

11. Les secteurs de l'industrie participant à cette étude furent subdivisés suivant l'utilisation comme indiqué dans le Tableau 4. Le Tableau 5 indique les composantes. Les chiffres donnés se réfèrent aux

conditions particulières de la région Severn-Trent mais la méthode peut s'appliquer ailleurs.

Tableau 4 Proportions d'eau du réseau et d'extraction directe utilisée par les diverses industries

Secteur industriel (Ref. 2)	% de demande totale sur compteurs	% d'extraction directe (Office Central de l'Electricité non compris)
Mines et carrières	1,4	1,3
Alimentation, boissons, tabac	9,8	4,6
Charbon et produits pétroliers	1,8	0,1
Produits chimiques et industries associées	7,7	32,0
Métallurgie	15,7	16,0
Industries Mécaniques	17,9	5,4
Véhicules	5,3	1,3
Textiles	7,0	33,4
Cuir, articles en cuir, fourrures	0,1	0,1
Vêtements et chaussures	0,3	0,2
Briques, pottererie, verre, ciment, etc	2,6	1,1
Bois, meubles, etc	4,6	1,1
Papier, imprimerie, éditions	0,6	2,7
Transport et communications	0,9	—
Services professionnels et autres	10,7	0,1
Divers	13,5	0,7
	100,0	100,0

Tableau 5 Utilisation industrielle d'eau provenant du réseau public

	% d'eau distribuée par les conduites pour un emploi particulier
Usage domestique	28,8
Faire le plein d'eau de condensation	14,5
Refroidissement métal chaud	1,0
Installation de refroidissement—recyclage	8,2
Installation de refroidissement—un seul passage	14,5
Lavage	4,5
Enlèvement des dépôts solubles	2,9
Rinçage de produits	10,8
Essais de produits	0,7
Solutions chimiques	5,0
Epuration du gaz naturel	1,1
Transport de produits ou déchets	0,1
Blanchissement des aliments	2,4
Ingrédients de produits	1,2
Stérilisation	0,6
Dépoussiérage	0,3
Humidification	1,9
% de la demande sur compteur	100%

Les résultats détaillés et la méthodologie ont été indiqués par ailleurs (Ref. 3). La quantité d'eau utilisée pour l'hygiène personnelle, etc, par les employés—29% de l'eau du réseau utilisée dans l'industrie—fut une révélation inattendue. La moyenne s'avéra être de 80 à 100 litres par personne par jour au travail. Le recyclage de l'eau avant la décharge variait beaucoup y compris entre des sociétés se trouvant dans des situations très semblables. Le délai de récupération pendant lequel les sociétés cherchaient l'amortissement du capital investi dans du matériel pour économiser de l'eau est en moyenne de 30 mois, les délais se situant entre 1 et 4 ans.

12. L'élasticité moyenne en relation avec la production industrielle a été de 0,5 et l'élasticité moyenne des prix de 0,3. Ayant dû effectuer une réduction de la demande totale industrielle pour l'eau industrielle depuis 1970 le Service des Eaux put disposer

d'une base beaucoup plus sûre à la suite de cette étude au printemps 1979. La demande industrielle dans la région ne devrait pas dépasser la pointe de 1970 avant la fin du siècle. La situation générale—entrée et sortie—est indiquée Fig. 1. (Page 10).

Développement d'une méthode pour apporter des changements importants dans les catégories de tarif qui soient acceptables par les clients

13. Traditionnellement très peu d'eau à utilisation domestique est payée par compteur en Grande Bretagne, le paiement se faisant en une somme standard fonction de la valeur locative de la propriété. Des études poussées cependant (Ref. 1 et 8) ont montré que l'utilisation de l'eau est comparativement modeste par rapport aux standards internationaux et qu'il y a très peu de changement dans l'utilisation (moins de 10%) lorsque l'eau est mesurée au compteur. Tous les frais d'évacuation des eaux usées domestiques et pour l'écoulement et la récupération des eaux usées et pour l'enlèvement des eaux de pluie des toits, des routes, etc, dans les zones développées, sont aussi payées selon un prix standard basé sur la valeur locative. En 1974 la subvention du gouvernement pris sur les impôts pour 2/3 des frais d'évacuation des eaux en Angleterre et au Pays de Galles fut supprimé, et il fut décidé qu'avant le 1er avril 1981 les Service des Eaux dans cette région du Royaume-Uni aurait pris des mesures pour imputer la totalité des frais à ce service sans discrimination vis à vis d'aucune catégorie d'usager (Ref. 4).

14. La difficulté était de concevoir une méthode économique acceptable pour les clients, compte tenu du transfert du mode de financement. Une étude a montré (Ref. 5) que le paiement par compteur serait extrêmement onéreux, coûtant environ deux fois les économies à long terme accumulées et escomptées du prix de l'eau. D'autres solutions envisagées furent:

- i) laisser le système tel quel et accepter qu'il y ait des trop-perçu considérables par les petits ménages utilisant peu d'eau dans des propriétés ayant une valeur locative élevée;
- ii) modifier le prix basé sur la valeur locative pour y inclure un élément fixe de tarif réduisant le coût pour les propriétés ayant une grande valeur et augmentant celui des propriétés ayant une valeur faible, justifiant mieux ainsi la somme à payer par rapport à la consommation;
- iii) créer une nouvelle base de paiement et les fiches s'y rapportant sans recourir aux compteurs—par exemple nombre de robinets par propriété ou nombre de personnes habitant une propriété;
- iv) admettre le coût supplémentaire du paiement sur compteur, mais laisser les clients libres de choisir entre cette méthode de paiement (en payant eux-mêmes les frais supplémentaires de l'installation du compteur) et le prix basé sur la valeur locative.

15. La difficulté consistait à incorporer tout cet ensemble de façon à pouvoir discuter des possibilités diverses avec les organisations politiques locales, les consommateurs, les groupes particulièrement intéressés et les clients. Un dépliant illustré (Ref. 6) fut préparé avec des images et des chiffres faisant valoir les principales possibilités. L'envoi de ce dépliant attirerait surtout les commentaires des personnes plus émancipées, plus politiquement motivées ou ayant quelque chose à gagner, plutôt que ceux de 'la majorité silencieuse'. La majorité silencieuse subirait cette

politique nouvelle et il fut décidé d'obtenir leur avis en employant des techniques d'étude de marché.

16. Une Consultation fut annoncée partout dans la presse et commentée dans les journaux, qui aboutit à une demande pour cette brochure de 4.500 clients individuels, 2.300 renvoyant la carte postale affranchie (Fig. 2) (Page 11). Environ 200 prirent la peine d'écrire aussi une lettre. L'étude de marché montra par la suite que seulement 1 client sur 80 voyant l'annonce avait réagi suffisamment pour remplir le coupon avec son nom et adresse pour obtenir la brochure. Une grande majorité, 50% environ parmi les destinataires, souhaitaient avoir un compteur, 25% préférant maintenir un prix lié aux valeurs locatives et 25% souhaitant une parmi plusieurs autres méthodes.

17. En plus des points de vue individuels, le Service des Eaux envoya la brochure avec une notice explicative à tous les députés et autorités locales de la région, le Syndicat National des Agriculteurs, l'Association des Propriétaires Fonciers, la Confédération de l'Industrie Britannique et à tous les Groupements de Consommateurs et Associations de Contribuables connus. Ces consultations produisirent 45 réponses importantes. Plusieurs autorités locales préférèrent ne pas répondre au nom de la corporation mais au nom de conseillers individuels. 117 réponses de ce genre furent reçues. Dans l'ensemble les réponses obtenues au nom de l'Autorité Locale préféraient garder un prix basé sur une simple valeur locative afin de maintenir les pratiques des Services d'Eau en liaison avec leurs propres méthodes pour obtenir des revenus. Les réponses des Conseillers individuels correspondaient bien aux réponses reçues des clients individuels en général.

18. La relance confirma de façon fort significative que "la majorité silencieuse" n'avait pas une opinion bien nette sur la façon dont il fallait prélever le paiement pour l'eau. 71% furent de cet avis, 6% ne voulaient pas de changement et 12% souhaitaient la pose d'un compteur obligatoire (9%) ou facultative (3%). 6% exprimèrent des points de vue minoritaires divers, mais il faut noter qu'une forte minorité (5%) souhaitaient que les prix soient basés sur le nombre de personnes dans la famille.

19. Après avoir examiné longuement tous les points de vue exprimés et les résultats statistiques obtenus, et après plusieurs réunions, les Membres du Service des Eaux (le Conseil d'Administration) estimèrent—très justement selon l'avis de l'auteur—que bien qu'il fut de leur devoir de consulter et de faire des sondages sur un tel changement de politique fondamentale et de grande portée, la décision restait entre leurs mains. Au cours de leurs réunions, les compteurs obligatoires et les prix dépendant du nombre de personnes dans les familles furent rejetés à cause du prix et des possibilités pratiques de réalisation; l'introduction d'un prix fixe dans le tarif fut rejeté comme nuisible aux clients se trouvant dans des propriétés ayant une valeur locative basse sans pour autant résoudre le problème. Le résultat fut la décision d'introduire un paiement par compteur facultatif pour les clients penchant vers cette solution et qui accepteraient de payer les frais supplémentaires pour mesurer l'eau utilisée et régler sur cette base.

Etude de marché et mise en oeuvre possible d'une nouvelle politique des prix

20. L'introduction d'un compteur mesurant la consommation de l'eau comme moyen facultatif de paiement fut le premier domaine—et jusqu'ici le seul—dans lequel l'industrie des eaux au Royaume-Uni a souhaité ou a pu présenter un choix important à ses

clients, en obtenant quelque chose qui soit plus proche de la position d'un marché conventionnel. Sans expérience antérieure, il était essentiel d'essayer d'évaluer combien de clients pourraient en fait profiter de cette option, et quand ils s'y décideraient. Comme exercice de recherche du marché, le problème était nettement plus simple que les autres problèmes traités; c'était relativement facile de rédiger une spécification et de donner un contrat à un spécialiste de l'étude de marché.

21. La méthode d'échantillonnage choisie consistait en des interviews avec 1150 familles, choisies au mieux afin de renforcer l'information obtenue d'une Etude Régionale de Familles précédente (para. 7). Ces résultats furent développés grâce à un questionnaire envoyé par courrier à 2600 familles. Les résultats de ce questionnaire donneraient non seulement les réactions de plus de clients, mais aussi permettraient de voir les réactions des clients à un envoi par la poste sur une politique de prix. En fait il y eut 31% de réponses sans relance. Les spécialistes de l'étude de marché purent interviewer 80% des familles choisies, 94% de celles-ci se rappelant la lettre et la brochure du Service des Eaux traitant de cet interview.

22. Les résultats ont confirmé que pour toutes les applications possibles de cette politique ceux intéressés de plus à un paiement par compteur venait des propriétés à valeur locative élevée. Il y eut cependant un intérêt certain parmi les propriétés à valeur locative faible et suffisamment d'intérêt parmi les familles intermédiaires à condition de voir des conditions de paiement adéquates pour que le nombre absolu d'intéressés soit supérieur parmi ces catégories à celui des propriétés à valeur locative élevée. (Voir Fig. 3 (Page 12)). Les résultats eurent un effet considérable sur la méthode finalement choisie pour introduire l'idée du compteur facultatif.

23. L'erreur statistique théorique des résultats de l'échantillonnage dépend de son importance et de sa représentativité; elle fut estimée être $\pm 3\%$. Mais plusieurs faits apportent un degré d'incertitude beaucoup plus grand. Par exemple:

- i) les conditions exactes de l'offre de l'option et la façon dont elles sont formulées dans les bulletins d'information fournis au client;
- ii) la façon dont l'existence même de cette option est indiquée au client—par envoi direct sur une feuille de demande pour renseignements plus détaillés; par envoi direct de l'ensemble; par annonce dans les journaux; par prospection directe; par recommandation par des personnes ayant déjà profité de l'option ; etc;
- iii) la réputation du Service des Eaux et si les clients lui font confiance de ne pas influencer leur choix en modifiant les prix de façon significative sur une période de temps;
- iv) les conditions selon lesquelles l'option pourrait être inversée.

24. L'étude de marché a montré (i) en détail qu' à long terme 10% d'acceptation environ était probable dans les conditions offertes par Severn-Trent, mais l'effet des autres facteurs demeurerait à l'état d'hypothèse. Après des discussions de nature technique et politique, il fut décidé d'introduire un projet-pilote dans deux zones chacune de 40.000 familles, l'une ayant de fortes possibilités d'accepter cette offre, l'autre en ayant peu. Le résultat après un envoi direct par la poste d'une brochure explicative/bulletin de demande pour des instructions détaillées et plus d'information fut une réponse de 4% environ et une acceptation de l'option d'un peu plus de 0,5% au cours de la première année. Ceci cadre assez bien avec les résultats de l'étude de marché et l'adoption "sous forme sinusoidale" que l'on trouve généralement en présentant un produit ou une idée nouvelle. L'adoption de l'option s'étalera, pense-t-on, sur une période de 10 ans.

Conclusions

25. On peut conclure que cette nouvelle méthode d'utilisation des techniques d'étude de marché comme moyen pour établir les faits et comme aide à l'établissement d'une politique "scientifique" a fait ses preuves. Bien que deux autres Services des Eaux aient utilisé ce moyen pour analyser l'utilisation de l'eau par les ménages, la méthode n'a pas encore beaucoup servi. C'est pure conjecture que de prévoir si les Services des Eaux en Grande Bretagne et au Pays de Galles, se retrancheront peu à peu dans un domaine moins ouvert aux méthodes innovatrices comme l'ont fait la plupart de leurs prédécesseurs, sous la pression de directives du gouvernement central, ou s'ils continueront à essayer de trouver de façon scientifique et à l'avance ce que leurs clients font et feront.

26. Certaines techniques employées coûtent cher mais pour donner une comparaison, le coût de tout le travail dont il est question dans ce rapport équivalait au revenu reçu pendant la période de l'étude de 400 clients moyens. Cette dépense pourrait certainement être inabordable pour une petite organisation, mais Severn-Trent compte environ 2½ millions de clients et le Service a obtenu plus que l'argent investi dans ce travail. Reste à savoir à l'avenir quels travaux s'avèreront utiles. La prise de conscience et l'attitude des clients envers leurs responsabilités propres pour maintenir en bon état leurs installations constitueraient des domaines d'étude possibles. De même, la prise de conscience et l'attitude des clients envers diverses normes de fiabilité, de disponibilité et de niveau de qualité des services d'eau.

27. L'auteur tient à remercier les Services d'Eau et ses collègues pour leur aide. Il souligne bien que le contenu de ce rapport et surtout tout ce qui a nécessité ou qui a impliqué un jugement subjectif sont écrits sous sa responsabilité propre et ne coïncident pas obligatoirement avec le point de vue du Service des Eaux de Severn-Trent.

Jacques Noël et Daniel Versanne, Société des Eaux de Versailles et de Saint-Cloud

"POUR MIEUX CONNAITRE L'OPINION ET LES SOUHAITS DES USAGERS: LE SONDAGE RÉALISÉ DANS LA RÉGION DE VERSAILLES"

Sonder l'utilisateur du Service Public de l'eau potable constitue sûrement pour le distributeur un moyen efficace de connaître l'opinion générale sur le service rendu, sur l'efficacité de l'action du Service, sur l'attente non satisfaite, et sur les orientations à donner.

Cette technique du sondage d'opinion a été utilisée dans le cadre d'une campagne de relations publiques qui s'est déroulée dans la région de Versailles et de Saint-Cloud au cours de l'année 1980, dans un contexte très particulier:

Le Syndicat Intercommunal pour la Gestion du Service des Eaux de Versailles et Saint-Cloud (20 communes et 300.000 habitants dans l'Ouest de la région parisienne) a été amené, début 1980, à succéder à l'Etat qui assurait, directement et depuis l'époque de Louis XIV (17^e Siècle), la gestion de ce Service des Eaux, cas unique en France.

La Société des Eaux de Versailles et de Saint-Cloud, société privée concessionnaire du Syndicat depuis le 1^{er} Janvier 1980, a souhaité connaître les réactions des usagers du Service devant les divers changements (privatisation d'un service public, important programme de rénovation des installations et d'amélioration de la qualité de l'eau, augmentation progressive et corrélative du prix pour trouver une certaine réalité économique) et surtout les attentes d'une nouvelle politique de gestion et d'investissements.

Indépendamment de la diffusion de multiples informations (lettres aux abonnés, pochettes de fiches explicatives, articles de presse, conférences), ont été réalisés:

- *un sondage d'opinion auprès des consommateurs*
- *une série d'entretiens semi-directifs* avec les gestionnaires d'immeubles (organismes payeurs).

Dans le cadre de cette contribution au sujet spécial, il n'est malheureusement pas possible de fournir tous les résultats qui ont été recueillis. En s'en tenant uniquement aux grands thèmes, voici les principaux résultats:

Tableau 1 1°) Satisfaction à l'égard de la distribution de l'eau:

Services publics dont l'interviewé est le moins satisfait	
Transport Scolaire	10,7%
Enlèvement des ordures ménagères	13%
Distribution de l'eau	13%
Téléphone.	24,3%
Aucun.	54,7%

L'indice de satisfaction est toutefois indépendant de la fréquence des contacts avec le Service, ce qui traduit globalement une absence de problème grave.

Tableau 2 2°) Qualités et défauts de l'eau distribuée:

L'eau du robinet, chez-nous, est-elle habituellement?	
Limpide.	79%
Sans odeur	79%
D'un goût agréable	57%
Trop calcaire.	87%

Ces résultats traduisent un bon indice de *satisfaction générale*, avec toutefois une réserve sur le goût.

87% déplorent *une teneur en calcaire* élevée de l'eau (le TH est de 36 à 38°F), mais l'augmentation du coût de l'eau qui résulterait d'une réduction de cette dureté n'est pas acceptée.

Tableau 3 3°) Degré de confiance dans l'eau du robinet:

Avez-vous confiance dans les qualités sanitaires de l'eau courante distribuée chez-vous?			
Tout à fait confiance	42%	78%	
Assez confiance	36%		
Pas très confiance	15%	22%	
Pas confiance du tout.	7%		

Le recoupement des réponses aux deux questions précédentes permet d'affirmer que la confiance dans les qualités sanitaires de l'eau est fondée avant tout sur sa

limpidité, son absence d'odeur et son goût agréable (qualités organoleptiques).

Tableau 4

L'EAU COURANTE EST JUGEE:	Personnes ayant confiance dans les qualités sanitaires	Personnes se méfiant des qualités sanitaires	Ensemble de la population (moyenne)
Limpide	86%	52%	79%
D'un goût agréable	65%	29%	57%
Sans odeur	81%	71%	79%
Trop calcaire	86%	89%	87%

Parmi les causes du manque de confiance, on peut citer l'excès de calcaire (mais on achète de l'eau minérale, souvent beaucoup plus dure) et l'odeur (de chlore essentiellement). Très fréquemment, on constate que si l'on ne consomme pas d'eau du robinet c'est parce que l'on n'en a pas l'habitude, défiance purement subjective et qu'une bonne information devrait naturellement atténuer.

90% des personnes interrogées ignorent la provenance de l'eau (en réalité nappe souterraine) et cette ignorance globale, malgré la confiance dans les contrôles, contribue à susciter une certaine réticence.

4°) *Connaissance des prix:*

80% des personnes interrogées ignorent le prix de l'eau. Après qu'on leur ait communiqué ce prix, 60% le trouvent normal ou peu élevé. Par contre, 57% refusent une hausse du prix en contrepartie d'un service encore amélioré, ce qui confirme la satisfaction globale du service rendu.

Tableau 5 5°) Les améliorations souhaitées:

Améliorer le goût de l'eau	55%
Assurer un approvisionnement permanent	52%
Assurer une pression constante	31%
Avoir des agents rapidement disponibles.	30%
Donner aux abonnés des informations	20%
Améliorer l'accueil	12%

En ce qui concerne plus spécifiquement les gestionnaires, les demandes sont plus précises:

- une facturation claire et régulière (des retards importants étaient constatés auparavant)
- une information technique et administrative fréquente, précise et personnalisée, surtout au moment où le Service des Eaux s'engage dans une réorganisation technique et administrative
- enfin, le dialogue avec la Société distributrice.

A l'issue de ces sondages, il se confirmait que les orientations des nouvelles structures de gestion étaient bonnes et correspondaient aux attentes des usagers:

- *Amélioration de la qualité de l'eau distribuée*, principalement en ce qui concerne le goût et l'odeur, par une élimination de l'ammoniaque et des matières organiques et une réduction importante des micropollutions (utilisation combinée de l'ozone et du charbon actif en grain, nitrification biologique).
- Remise en ordre administrative et comptable
- Etablissement de relations constantes et personnalisées avec les usagers du Service, leurs groupements et leurs représentants.

La diminution de la dureté de l'eau a été différée pour l'instant et pour des raisons économiques.

Ce sondage a aussi démontré que les réponses aux différentes questions seront d'autant plus significatives que les usagers auront reçu *une bonne information*, complète, adaptée et régulière. Cette information correspond à un besoin nettement exprimé, mais

permet aussi aux usagers de bénéficier au mieux du service qui leur est offert.

Bien faire et le faire savoir, telle doit être la devise du distributeur d'eau.

Ir. J. A. C. Snijders, Municipal Waterworks, Rotterdam

Apart from a number of large enterprises which are able to develop an alternative supply the waterworks has an absolute monopoly. National and occasionally regional surveys of industrial consumption are increasingly being made and there is some experience with public opinion polls and investigations into quality changes and tariffs.

Methods of Consumer Market Research

We have experience particularly in investigation techniques such as inquiries and half-structured interviews, especially drawn up to obtain an insight into the purposes. Examples will be treated. Sometimes random tests and inquiry lists give problems. "People absent" are replaced by "people present" with mounting distortions. Questions seem to be objective but are answered with the "desired behaviour" instead of facts. One undertaking has made an effort to reduce these problems (trial inquiries, random test set-up etc.). Disadvantages are again time and money.

Cases

In Rotterdam the State Institute for Drinking Water Supply (RID) has examined the questions as to whether a consumer group, (a few hundred) can replace the traditional sampling-panel.

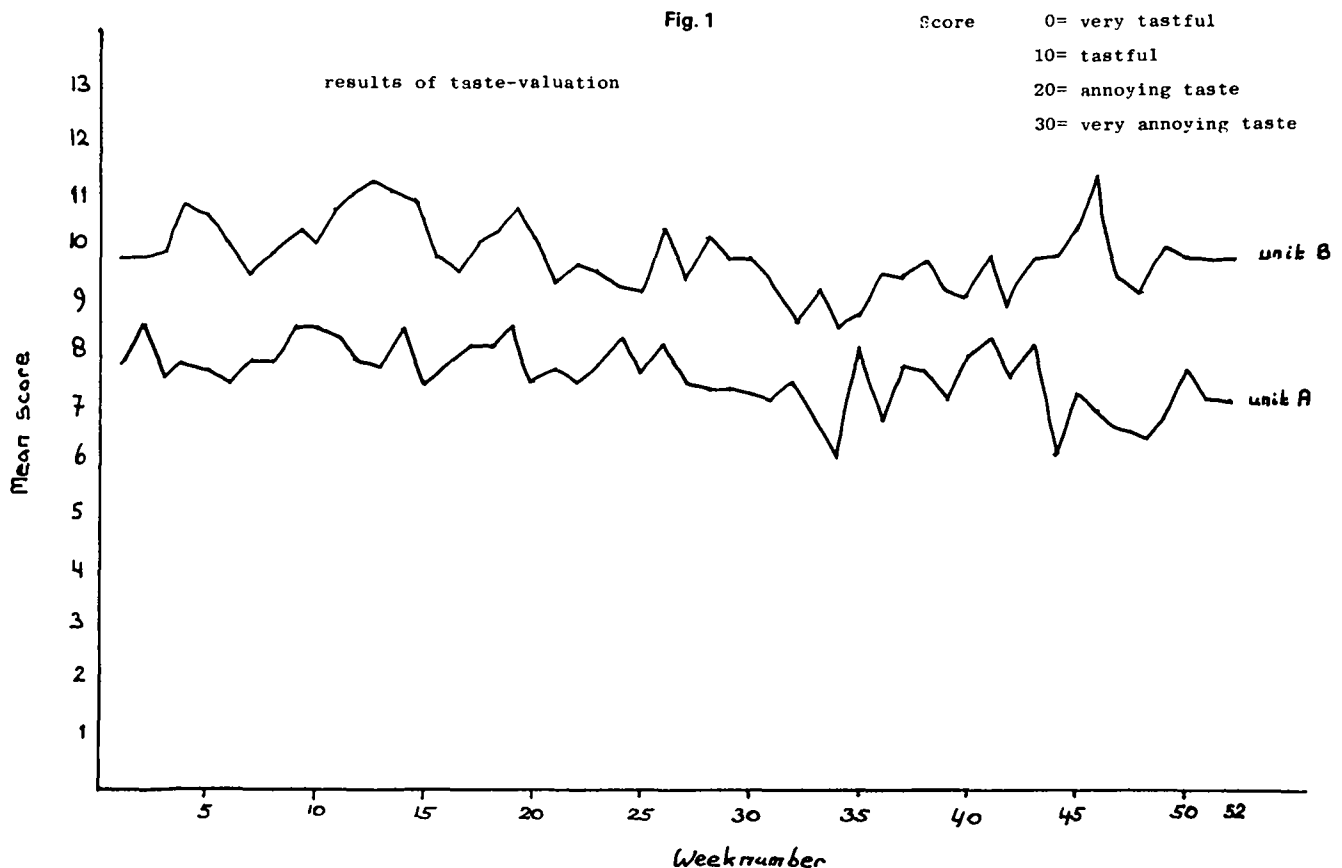
Over one year we asked this consumer group to complete an inquiry form once a week on that day's drinking water. At the same time little changes in the

production process were introduced in order to investigate if these changes would be expressed in the consumer estimation. Apparently the fluctuations in taste were noticed by the consumer.

The method also had results in an absolute sense. The drinking water of one production process was judged more positive than the drinking water of another production process (see Fig. 1). The response to this inquiry has been continued at the same high level throughout the whole year. A couple of depth-interviews were also held to acquire more knowledge about attitudes towards drinking water. It can be concluded that the knowledge about the origins and treatment of drinking water is slight. The consumer appreciates fast and positive information on possible disasters and consumers are worried about continuity of water delivery. Very few consumers really know about the price of drinking water.

Future trends

- Until now investigations were mostly focused on production but gradually more attention is paid to the consumer.
- Obscurity is replaced by openness.
- Public Utilities have started a publicity campaign concerning water saving: "Be wise with water!" The impact through each medium should be measured.



- Application of marketing techniques for other purposes, for example to influence the weight of interests on a political level. Purpose: to promote drinking water interests, defence against other interest groups (e.g. environmental action groups).
- Differences between commercial- and utility-areas are diminishing. Private enterprise uses marketing otherwise it would go bankrupt. Waterworks seem

to be in another situation; in the past no attention was paid to the market situation and this gave rise to no problems. Now the situation is quite different considering the economic recession (decline of turnover) and the changed attitude of the consumer (consumer focused approach, action groups, non-payment). That is why the faltering set-up of market direction will be necessarily developed.