

71  
IWSA80



1-9-80

24  
1980

Handwritten text, possibly a name or address, written vertically in cursive script.

Handwritten text, possibly a name or address, written vertically in cursive script.

Handwritten text, possibly a name or address, written vertically in cursive script.

Handwritten text, possibly a name or address, written vertically in cursive script.

POSTAGE WILL BE PAID BY ADDRESSEE  
FIRST CLASS PERMIT NO. 1000  
SAN FRANCISCO, CALIF. 94111

VI 157.8

8.59108A80-157.8

WD 3620  
71  
IWSA 80



**13° CONGRÈS ET EXPOSITION INTERNATIONAUX  
DES DISTRIBUTIONS D'EAU**

**13 th. INTERNATIONAL WATER SUPPLY  
CONGRESS AND EXHIBITION**

For the second time PARIS welcomes the IWSA Congress. This honour is a great challenge and the French organisers have done their best to live up to it.

To all those, coming from all over the world, who will participate in the activities of the 13th International Congress, they have tried to offer a setting which will enrich their experience. They also hope that everyone will keep in his heart a souvenir of a city in which two thousand years of history have their roots on the banks of the Seine.

It is not far from the Arc de Triomphe and Etoile that the members of the Congress will be able to participate in a modern and functional environment. Purpose-built for large international meetings, the Palais des Congrès at Porte Maillot offers excellent working conditions; it is equipped with the most up to date apparatus and everything is provided to facilitate the work of the participants. An exhibition will be an integral part of the Congress, together with the technical visits which have been organised for the benefit of participants.

Afterwards, when work is finished, they can stroll around PARIS. The PARIS which everyone dreams of seeing at the turn of a famous street or opposite a celebrated monument. But also the memorable evenings of PARIS: at the Hotel de Ville (Town Hall) at the heart of the City, at the Centre Georges Pompidou, symbol of modernism and of cultural tradition, and at the Chateau de Versailles, residence of the kings of France and an historical landmark.

Apart from these grand events, the ladies will have the opportunity to explore other aspects of the town; the old, hidden and appealing quarters, the museums, the brilliance of its fashion houses and luxury shops.

In this leaflet you will find, described in full detail, the different events of this 13th IWSA Congress.

In inviting as many as possible of you to participate, I would like you to know that we have done all we can to make this an event which will appeal both to the intellect and to the heart.

**Guy Dejouany**

Pour la seconde fois PARIS accueille le Congrès de l'AIDE. Cet honneur comporte ses exigences. Les organisateurs français ont tout fait pour en être dignes.

A tous ceux, venus du monde entier, qui participeront aux travaux de ce 13ème Congrès International, ils ont voulu offrir un cadre propice à leur réflexion. Ils souhaitent aussi que dans le coeur de chacun demeure le souvenir d'une ville que deux millénaires d'histoire ont ancrée sur les rives de la Seine.

C'est non loin de l'Arc de Triomphe de l'Etoile que les congressistes pourront confronter leur expérience dans un cadre moderne et fonctionnel. Particulièrement adapté aux grandes réunions internationales, le Palais des Congrès de la Porte Maillot offre d'excellentes conditions de travail; il possède les équipements les plus récents et tout y est fait pour faciliter la tâche des congressistes. Une exposition, partie intégrante du Congrès, ainsi que des visites techniques organisées à leur intention, compléteront leur information.

Ensuite, travail accompli, ils pourront flâner dans PARIS. Le PARIS dont chacun rêve, que chacun souhaite apercevoir au détour d'une rue prestigieuse ou face à un monument célèbre. Mais aussi le PARIS des grandes soirées: à l'Hôtel de Ville coeur de la Cité, au Centre Georges Pompidou symbole de modernisme et de tradition culturelle, au Château de Versailles aussi, résidence des rois de France et haut lieu de l'histoire.

En dehors de ces grands moments, les dames auront le loisir de découvrir d'autres aspects de la Ville: tendre et secrète dans ses vieux quartiers et ses musées, brillante chez ses grands couturiers et dans ses magasins de luxe.

Vous trouverez bien sûr dans ce livret, décrites de manière détaillée, les diverses manifestations de ce 13ème Congrès de l'AIDE.

En vous invitant à y participer nombreux, je voudrais que vous sachiez que nous avons tout fait pour qu'il soit une fête de l'esprit et du coeur.

**Guy Dejouany**

# 13th INTERNATIONAL WATER SUPPLY CONGRESS AND EXHIBITION

## CONGRESS

THE CONGRESS will again bring together some 2000 water engineers, scientists and managers from all over the world. An extensive scientific and technical programme is being prepared by the Association's International Scientific and Technical Council.

## EXHIBITION

THE EXHIBITION which is being organised by SEPIC-GERP of Paris, as an integral part of the Congress, is intended to provide an opportunity for water engineers and managers to bring themselves up to date with the equipment, supplies and services now available for the construction, maintenance and operation of modern water supply utilities. Details can be obtained from SEPIC-GERP, 40, Rue du Colisée, 75381, Paris, France. Tel. 225.37.76.

## VENUE

The PALAIS DES CONGRES at Port Maillot, Paris will house the Congress and Exhibition. The Centre is in the heart of Paris and within walking distance of the Champs-Élysées. The Air Terminal is in the Palais des Congrès with buses directly to and from Roissy Charles de Gaulle Airport and the metro, local buses and taxis are close by. It is also situated near the Paris ring-road which is directly linked to all the motor routes of Europe. Car parking facilities are available at the Centre.

## GENERAL INFORMATION

### 1. Time and Place

The Congress and Exhibition will be held in the Palais des Congrès at Porte Maillot, Paris on Monday, 1st to Thursday, 4th September, 1980.

### 2. Congress Office

The Congress Office will be in the Palais des Congrès and will be open for registration on Sunday, 31st August, 1980 at 2.00 p.m.

### 3. Scientific and Technical Programme

The outline programme will be found on pages 12 to 15 and details of the reports, authors and discussors on pages 18 to 27. The reports will be published in the English and French languages.

The Congress will divide into three streams running contemporaneously to deal with the General and Special Reports, the Standing Committee sessions, the Discussion Groups and the Open Forum; simultaneous interpretation in English, French and German will be available in these three streams.

Advance copies of the papers and summaries will be sent to all registrants at the end of June, 1980. It is therefore essential to register for the Congress before the 1st May, 1980. The Association cannot guarantee to send advance copies of papers to those who delay registration to after the 1st May, 1980.

# **13ème CONGRES INTERNATIONAL et EXPOSITION des DISTRIBUTIONS D'EAU**

## **CONGRES**

Le Congrès réunira environ 2000 ingénieurs, chercheurs et responsables de services de distribution d'eau, venus du monde entier pour assister aux travaux préparés par le conseil scientifique et technique de l'AIDE.

## **EXPOSITION**

L'exposition organisée par la Société GERP-SEPIC et faisant partie intégrante du Congrès a pour objectif de permettre aux ingénieurs et aux responsables des services de distribution d'eau potable de s'informer sur les tout récents matériels et techniques disponibles pour la construction, la maintenance et l'exploitation de ces services.

Les détails concernant l'exposition peuvent être obtenus auprès de GERP-SEPIC - 40 rue du Colisée - 75381 PARIS - Téléphone: 225.37.76.

## **SIEGE**

Le Congrès et l'exposition auront lieu à PARIS au Palais des Congrès, Porte Maillot au coeur de la Ville et à proximité immédiate des Champs Elysées. Le bâtiment comprend un terminal relié à l'aéroport Charles de Gaulle à Roissy. Le métro y aboutit directement. La desserte par autobus et taxis est également assurée. Enfin, il est situé à proximité du Boulevard périphérique, est directement relié à toutes les autoroutes d'Europe, et il possède un parking pour les voitures.

## **INFORMATIONS GENERALES**

### **1. Date**

Le Congrès et l'exposition se dérouleront du Lundi 1er septembre au Jeudi 4 septembre 1980.

### **2. Bureau du Congrès**

Le Bureau du Congrès sera installé au Palais des Congrès et accueillera les participants partir du dimanche 31 août 1980 à 14 heures.

### **3. Programme scientifique et technique**

Vous trouverez aux pages 12-15 un résumé du programme et aux pages 18-27 des précisions concernant les rapports, les auteurs et les discuteurs. Les rapports seront publiés en français et en anglais.

Le Congrès se déroulera simultanément dans trois salles où seront présentés les rapports généraux et spéciaux, et qui accueilleront les sessions des comités permanents, groupes de discussions et tribunes libres.

Tous les débats seront traduits en français, anglais et allemand.

Les congressistes inscrits au 1er mai 1980 recevront les exemplaires préliminaires des communications et de leurs résumés. Le respect de cette date limite permettra à l'Association d'envoyer les documents nécessaires à tous les congressistes.

#### **4. Social Functions**

All registrants and registered family members are invited to the Opening Ceremony on Monday morning, 1st September, to the Cocktail Party at the Modern Art Museum in the Georges Pompidou Centre on Tuesday evening, 2nd September, to the reception by the Municipality of Paris at the Hotel de Ville on Wednesday evening, 3rd September and to the Association's closing social function at Versailles on Thursday evening, 4th September. The dinner will be preceded by a visit to the royal apartments and will end with dancing.

#### **5. Family Members**

In addition to social functions an attractive programme has been arranged for family members which includes a cruise on the Seine, a Pierre Cardin fashion show, a tour of historical Paris with visits to the Notre Dame, Conciergerie and Ile de la Cité.

#### **6. Technical Excursions**

A programme of morning and afternoon half-day technical excursions to waterworks of interest in the vicinity of Paris is being arranged for Friday, 5th September. A limited number of these technical excursions will also be available on alternative days in the Congress week. Details will be circulated with the Congress papers.

#### **7. Post Congress Tours**

There will also be three Post Congress Tours through France commencing on Saturday, 6th September, 1980. Details of these tours can be found on Page 30. Advance reservation with Wagons Lits Tourisme is required, and an application form is enclosed.

#### **8. Developing Countries Seminar**

A Seminar on Developing Countries will be held on Thursday, 4th and Friday, 5th September, 1980. An announcement about this is on Page 28.

#### **9. Hotel Accommodation**

Early September is a peak season for tourists to Paris and therefore it is essential that those intending to come to the Congress should make their hotel reservations at the earliest possible time to avoid disappointment.

Wagon Lits Tourisme have made block reservations at a number of hotels in Paris and a hotel reservation form showing prices and gradings is enclosed with this leaflet. Details of the location of the hotels in relation to the Congress Centre are shown on Pages 16 and 17.

Those who wish to make reservations through Wagon Lits Tourisme should get in touch with their local office or complete the form enclosed and return it direct to France. Reservation forms should be received by Wagon Lits Tourisme not later than the 31st March, 1980 to ensure accommodation.

#### **10. Travel Arrangements**

The official travel agent is Wagon Lits Tourisme, Departement des Congrès International, 14, Boulevard des Capucines, 75440 Paris, Cedex, 09, France. Tel. 266.93.21.

The official carrier is Air France.

Air France can advise and assist in travel arrangements to France, including group tours.

#### **4. Réceptions officielles**

Tous les congressistes et les membres de leur famille régulièrement inscrits seront invités à la cérémonie inaugurale du Lundi 1er septembre, à la visite du musée d'art moderne du Centre Georges Pompidou et au cocktail qui suivra le Mardi 2 septembre. Ils assisteront à la réception de la municipalité de Paris le Mercredi 3 septembre. Enfin, ils participeront au dîner de clôture du Jeudi 4 septembre au Château de Versailles. Ce dîner sera précédé par une visite des appartements royaux et s'achèvera en soirée dansante.

#### **5. Membres de la famille**

En dehors des réceptions officielles, un programme varié a été prévu pour les membres de la famille des congressistes. Il comprendra une croisière sur la Seine, une visite du Musée du Louvre, une présentation de haute couture chez Pierre Cardin et une excursion à travers le Paris historique (en particulier Notre-Dame, la Conciergerie et l'Île de la Cité).

#### **6. Excursions techniques**

Un programme d'excursions techniques d'une demi-journée, matin et après-midi, à des usines de traitement d'eau dans les environs de Paris est prévu le Vendredi 5 septembre. Ces excursions techniques seront également organisées en nombre limité au cours de la semaine du Congrès; les détails en seront donnés avec le texte des communications.

#### **7. Voyages post-congrès**

Trois voyages post-congrès en France seront organisés à partir du Samedi 6 septembre 1980. Pour les détails, se reporter à la page 30. Pour participer à ces voyages, il convient d'effectuer les réservations auprès des Wagons Lits Tourisme - 14 boulevard des Capucines - 75440 PARIS Cédex 09 - Téléphone: 266.93.21.

#### **8. Séminaire sur les pays en voie de développement**

Un séminaire sur les pays en voie de développement se tiendra le Jeudi 4 et le Vendredi 5 septembre 1980. Des précisions à ce sujet sont données page 29.

#### **9. Hôtels**

Le début du mois de septembre correspond à une période touristique de pointe à Paris; il est donc essentiel que les congressistes réservent, le plus tôt possible, leur chambre d'hôtel afin d'éviter toute déconvenue.

Les Wagons Lits Tourisme ont retenu des chambres dans un certain nombre d'hôtels de Paris, une demande de réservation ainsi que des indications sur la catégorie et le prix des hôtels se trouve dans cette brochure. Ce programme comprend Pages 16 et 17 un plan de l'emplacement des hôtels par rapport au Palais des Congrès.

Les personnes désirant réserver des chambres d'hôtel par l'entremise des Wagons Lits Tourisme devront se mettre en rapport avec le bureau local de cette agence ou remplir le formulaire joint et le renvoyer directement en France. Pour être assuré d'une chambre, il convient d'en effectuer la réservation avant le 31 mars 1980.

#### **10. Voyages**

L'agence officielle est Wagons Lits Tourisme, département des Congrès Internationaux, 14 boulevard des Capucines - 75440 PARIS Cédex 09 - Tél. 266.93.21.

Le transporteur officiel est Air-France.

Air-France pourra apporter son aide pour tous les problèmes de transport vers la France, y compris les voyages de groupes.



## 11. Catering

The organisers have made arrangements for congressionists to be able to obtain a quick lunch at the Palais des Congrès Restaurant. The number of lunches that can be provided is limited. Congressionists who wish to make use of this facility should therefore reserve their quick lunch each morning.

It should be pointed out that there are a number of restaurants to suit every taste and pocket in the vicinity of the Palais des Congrès.

## 12. Registration

The Congress registration fee is FF1350 for registrants and FF500 for family members inclusive of the social functions and an advance set of the Congress papers. Individual members and officers and employees of Associate Members are entitled to register at a reduced Congress fee of FF1250.

Registrants living *outside France* should complete the Registration Form enclosed and return it, together with remittance for the Congress fee in French francs or the equivalent in £ sterling or US dollars to the Secretary General, IWSA, 1, Queen Anne's Gate, London, SW1H 9BT as soon as possible **and not later than 1st May, 1980.**

Registrants living *in France* should register for the Congress with AIDE, Congrès de Paris 1980, 8, Rue Tronson du Coudray, 75008, Paris, France. Tel. 266.27.25.

### 11. Restauration

Les organisateurs se sont préoccupés d'offrir aux congressistes la possibilité de prendre sur place un déjeuner rapide. Compte tenu des possibilités matérielles, le nombre des déjeuners qui pourront être rapidement servis chaque jour sera limité. Les congressistes qui voudront en profiter pourront s'inscrire le matin pour le déjeuner du jour servi au restaurant du Palais des Congrès.

Par ailleurs il existe à l'intérieur du Palais et aux alentours de nombreux restaurants de styles et de prix variés.

### 12. Modalités et Droit d'inscription

Le droit d'inscription est de 1350 Francs français pour les congressistes et de 500 Francs français pour les membres de leur famille. Ce montant couvre la participation aux manifestations du Congrès et l'envoi préliminaire des communications du Congrès. Les membres individuels de l'Association et les responsables et collaborateurs des Membres Associés bénéficient d'un droit réduit d'inscription fixé à 1250 Francs français.

Les congressistes résidant hors de France devront remplir le formulaire d'inscription joint et le renvoyer dès que possible et **au plus tard le 1er mai 1980**, au secrétariat général de l'AIDE - 1 Queen Anne's Gate - LONDRES, SW1H 9BT, avec le règlement de leur droit d'inscription en Francs français ou son équivalent en livres sterling ou en dollars américains.

Les congressistes résidant en France doivent s'inscrire au Congrès auprès de: AIDE-Congrès de Paris 1980-8 rue Tronson du Coudray - 75008 PARIS.  
Téléphone: 266.27.25.

# OUTLINE PROGRAMME

## Sunday 31st August 1980

2.00-5.00 pm Registration

## Monday 1st September

- 10.00 am Welcoming Address  
Installation of incoming President  
Presidential Address  
Official Opening of Congress  
Official Opening of Exhibition
- 1.15 pm The International Decade on Water Supply and Sanitation. A presentation by the Director of the Centre for Natural Resources, Energy and Transport of the UN Secretariat, New York, on the implementation of the Decade
- 1.45-3.15 pm Special Subject 11 – New Developments in Protection Against Water Hammer
- 1.45-4.45 pm Session on Public Relations  
Session on Water Quality and Treatment
- 3.30-4.45 pm Group Discussion 4 – Identification and Recording of Mains and Liaison with other Services
- Evening Free

## Tuesday 2nd September

- 9.00-10.45 am General Report 1 – Water Quality and Health  
Special Subject 1 – Energy Saving  
Special Subject 4 – Interaction of Water with Pipe and Reservoir Materials
- 11.00-12.15 pm Open Forum  
Group Discussion 6 – Organisation and Administration  
Group Discussion 7 – Environmental Impact
- 1.45-3.15 pm Special Subject 9 – Combined Utilisation of Treatment Methods
- 1.45-4.45 pm Session on Education and Training of Waterworks Personnel  
Session on Pollution and Protection of Water Sources
- 3.15-4.45 pm Group Discussion 3 – Coagulation and Flocculation – New Developments and Operational Experiences
- Evening Cocktail Party at the Modern Art Museum, Georges Pompidou Centre

## Wednesday 3rd September

- 9.00-10.45 am General Report 2 – Water Use and Consumption  
Special Subject 5 – New Developments in Removal of Organics  
Special Subject 10 – Developments in Networks Analysis
- 11.00 am-  
12.15 pm Open Forum  
Group Discussion 1 – Finance and Water Tariffs  
Group Discussion 5 – Effect of Short and Long Term Contamination by Micropollutants on the Purification Capacity of Artificial Groundwater Recharge
- 1.45-3.15 pm Special Subject 7 – Advances in Biological Treatment
- 1.45-4.45 pm Session on Water Distribution  
Session on Desalination
- 3.30-4.45 pm Group Discussion 2 – Water Analysis Practice
- Evening Reception by the Municipality of Paris at the Hotel de Ville.

# RESUME DU PROGRAMME

**Dimanche 31 août 1980**

14 h-17 h Accueil

## **Lundi 1er septembre**

10 h Allocution de bienvenue  
Election du nouveau Président  
Allocution du Président  
Ouverture officielle du congrès  
Inauguration officielle de l'Exposition

13 h 15 La Décennie Internationale de l'alimentation en eau et de l'assainissement.  
Discours du Directeur du Centre pour les Ressources Naturelles, l'Energie et le Transport du Secrétariat de l'ONU, sur la mise en oeuvre de la décennie.

13 h 45-15 h 15 Sujet spécial 11—Nouveaux progrès dans la protection contre les coups de bélier.

13 h 45-16 h 45 Séance sur les relations publiques  
Séance sur la qualité et le traitement de l'eau.

15 h 30-16 h 45 Groupe de discussion 4—Identification et archivage des conduites et liaison avec les autres services publics.

Soirée Libre

## **Mardi 2 septembre**

9 h-10 h 45 Rapport général 1—Qualité de l'eau et santé.  
Sujet spécial 1—Economies d'énergie.  
Sujet spécial 4—Interaction de l'eau avec les matériaux des conduites et des réservoirs.

11 h-12 h 15 Tribune Libre  
Groupe de discussion 6—Organisation et administration.  
Groupe de discussion 7—Impact sur l'environnement.

13 h 45-15 h 15 Sujet spécial 9—Utilisation combinée des méthodes de traitement.

13 h 45-16 h 45 Séance sur l'éducation et la formation du personnel.  
Séance sur la pollution et la protection de la ressource.

15 h 15-16 h 45 Groupe de discussion 3—Coagulation et floculation; nouveaux progrès et expériences opérationnelles.

Soirée Cocktail Visite du Musée d'Art Moderne du Centre Georges Pompidou.

## **Mercredi 3 septembre**

9 h-10 h 45 Rapport général 2—Utilisation et consommation de l'eau.  
Sujet spécial 5—Nouveaux progrès dans l'élimination des matières organiques.  
Sujet spécial 10—Progrès dans l'analyse des réseaux.

11 h-12 h 15 Tribune Libre  
Groupe de discussion 1—Finances et prix de l'eau.  
Groupe de discussion 5—Effet de la contamination à court et à long terme par des micropolluants sur la capacité de purification des réalimentations artificielles de nappes.

13 h 45-15 h 15 Sujet spécial 7—Progrès dans le traitement biologique.

13 h 45-16 h 45 Séance sur la distribution de l'eau.  
Séance sur le dessalement.

15 h 30-16 h 45 Groupe de discussion 2—Pratique de l'analyse de l'eau.

Soirée Réception par la Municipalité de Paris à l'Hôtel de Ville.

### **Thursday 4th September**

- 9.00 am- SEMINAR ON DEVELOPING COUNTRIES  
4.45 pm (Palais des Congrès)
- 9.00-10.30 am Special Subject 6— Use of Oxygen in Water Treatment.  
Special Subject 3— Optimisation of Water Resources.
- 10.45 am- Special Subject 8— Disinfection by Chlorine and Ozone  
12.15 pm Special Subject 2— Models to Optimise Water Supply Systems
- 1.45-4.45 pm Session on Water Meters and Water Metering  
Session on Corrosion and Protection of Underground Pipelines
- Evening Dinner at the Orangery of the Palace of Versailles at the invitation of the Association.

### **Friday 5th September**

- 9.00 am- SEMINAR ON DEVELOPING COUNTRIES  
4.45 pm (Hotel Meridien)
- TECHNICAL EXCURSIONS

### **Saturday 6th September**

POST-CONGRESS TOURS

**Jeudi 4 septembre**

- 9 h-16 h 45 SEMINAIRE SUR LES PAYS EN VOIE DE DEVELOPPEMENT  
(Palais des Congrès)
- 9 h-10 h 30 Sujet spécial 6— Emploi de l'oxygène dans le traitement de l'eau.  
Sujet spécial 3— Optimisation des ressources en eau.
- 10 h 45-12 h 15 Sujet spécial 8— Désinfection par le chlore et l'ozone.  
Sujet spécial 2— Modèles pour optimiser les réseaux de distribution d'eau.
- 13 h 45-16 h 45 Séance sur les compteurs d'eau et le comptage d'eau.  
Séance sur la corrosion et la protection des conduites souterraines.
- Soirée Dîner à l'Orangerie du chateau de Versailles offert par l'Association.

**Vendredi 5 septembre**

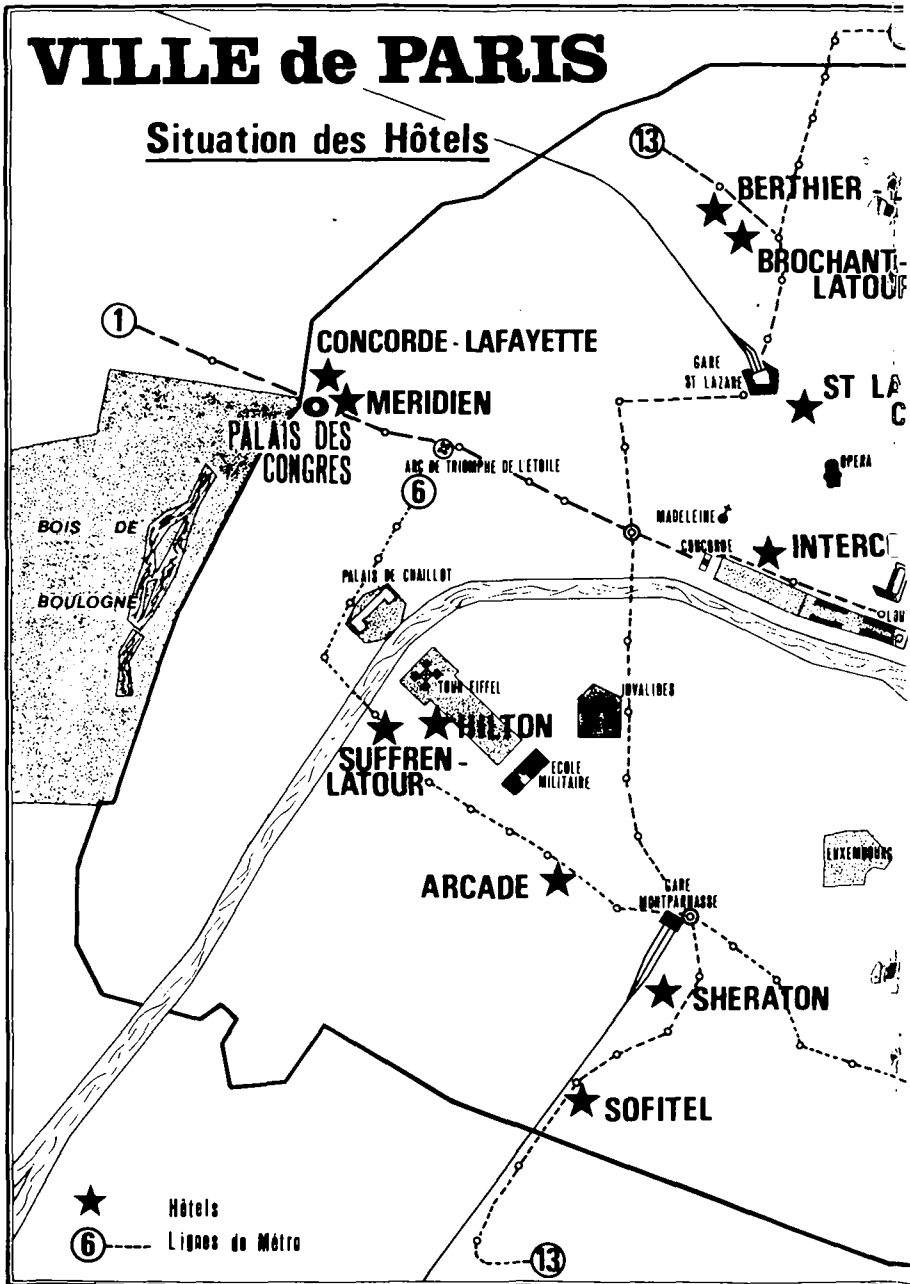
- 9 h-16 h 45 SEMINAIRE SUR LES PAYS EN VOIE DE DEVELOPPEMENT  
(Hôtel Mériden).  
EXCURSIONS TECHNIQUES

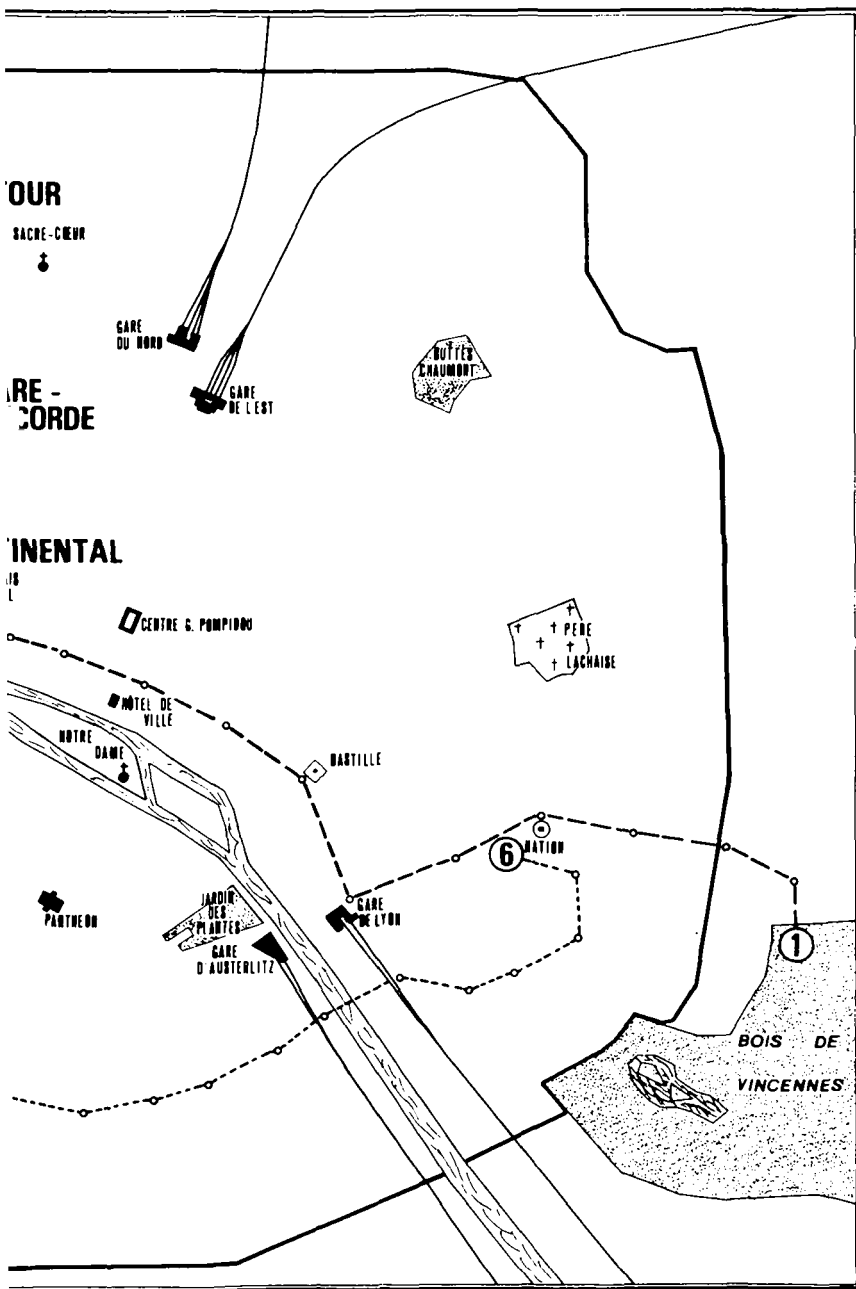
**Samedi 6 septembre**

VOYAGES POST-CONGRÈS

# VILLE de PARIS

## Situation des Hôtels







# PROGRAMME SCIENTIFIQUE ET TECHNIQUE SCIENTIFIC AND TECHNICAL PROGRAMME

Les Rapports, les rapporteurs et les discuteurs  
Reports, Authors and Discussors

## Rapports généraux General Reports

### Rapport général 1—Qualité de l'eau et santé General Report 1—Water Quality and Health

*Rapporteur général:* Prof. Dr Med G J Bonde *Danemark—Denmark*  
*General Rapporteur:*

*Rapporteurs nationaux—National Rapporteurs:*

Dr K Megay *Autriche—Austria*  
Dr Van Craenenbroeck *Belgique—Belgium*  
Mrs L Hiisvirta & Mr A Kauppila  
*Finlande—Finland*  
Prof Senault *France*  
Prof Dr Botzenhart *Allemagne—Germany*  
Dr J D Ross *GB*  
Mr D M O'Hegarty *Irlande—Ireland*  
Dr Ing Fulvio Meucci *Italie—Italy*  
Dr Yasuyoshi Sayato *Japon—Japan*  
Dr Ir B C J Zoeteman *Pays Bas—Netherlands*  
Dr J A Myhstad *Norvège—Norway*  
Dr Stefan Maziarka *Pologne—Poland*

Mr António Lobato de Faria *Portugal*  
Dr Radu Antoniu *Roumanie—Roumania*  
Dr W O K Grabow *Afrique du Sud*  
*South Africa*  
Mr Benjamin Sanchez Murias &  
Mr J Perramin *Espagne—Spain*  
Dr Tore Stenstrom & Dr Thor Axel  
Stenstrom *Suède—Sweden*  
Dr M Haesler & Dr Chr Schlatter  
*Suisse—Switzerland*  
Mr Gordon G Robeck *USA*  
Mrs L N Paskouts kaya *URSS—USSR*

### Rapport général 2—Utilisation et consommation de l'eau General Report 2—Water Use and Consumption

*Rapporteur général:* Mr D J Kinnersley *GB*  
*General Rapporteur:*

*Rapporteurs nationaux—National Rapporteurs:*

Mr Geinger *Belgique—Belgium*  
Prof T Tchachev *Bulgarie—Bulgaria*  
Mr E Bahl Andersen *Danemark—Denmark*  
Mr J Liimatainen, Mr R Piippo &  
Mr J Kaila *Finlande—Finland*  
Mr Pascal Arnac & M Luc Legrand *France*  
Mr H Gundermann *Allemagne—Germany*  
Mr V M Shidhaye *Inde—India*  
Mr K C O'Donnell *Irlande—Ireland*  
Dr Ing Pierluigi Martini *Italie—Italy*  
Mr Yoshihiro Tamai *Japon—Japan*

Ir J A C Sniijders *Pays Bas—Netherlands*  
Prof Marek Roman *Pologne—Poland*  
Mr M Ramos Motta *Portugal*  
Dr Alexandru Vladut *Roumanie—Roumania*  
Mr W C S Legge *Afrique du Sud—South Africa*  
Mr Pedro Grau *Espagne—Spain*  
Mr U Safwenberg *Suède—Sweden*  
Mr M Schalekamp *Suisse—Switzerland*  
Mr Jerome B Gilbert *USA*  
Mr M P Maizels *USSR*  
Mr M Kordic *Yougoslavie—Yugoslavia*

# Sujets spéciaux Special Subjects

## Sujet spécial 1—Economies d'énergie Special Subject 1—Energy Saving

*Rapporteur-Author:* Mr H D M Speed *GB*

*Discuteurs-Discussors:*

Mr Mostin *Belgique—Belgium*

Mr S Rajakari *Finlande—Finland*

Mr P Tachaires *France*

Mr G Bardi *Italie—Italy*

Mr C Yggeseth *Norvège—Norway*

Mr E Myburgh *Afrique du Sud—South Africa*

Mr Jose Miralles *Espagne—Spain*

Dr Jan Hjort *Suède—Sweden*

Mr F Nägeli *Suisse—Switzerland*

Mr J H Robinson *USA*

## Sujet spécial 2—Modèles pour optimiser les réseaux de distribution d'eau Special Subject 2—Models to Optimise Water Supply Systems

*Rapporteurs-Authors:* Mr J Bos *France*

Mr E Sousa, Dr C Salema, Mr J Miranda *Portugal*

*Discuteurs-Discussors:*

Mr Beyloos *Belgique—Belgium*

Mr Leif H Winther *Danemark—Denmark*

Mr R G Cembrowicz *Allemagne—Germany*

Mr J A Cole *GB*

Mr D Valenti *Italie—Italy*

Ir F Lanğeweg *Pays Bas—Netherlands*

Prof D C Midgley & Mr K Stallard

*Afrique du Sud—South Africa*

Mr Jose L Solanas *Espagne—Spain*

Dr Hans Hyden *Suède—Sweden*

Dipl Ing Chr Maag *Suisse—Switzerland*

Mr Holly A Cornell *USA*

*Dr D Obradovic & Mr M Kordic*

*Yougoslavie—Yugoslavia*

## Sujet spécial 3—Optimisation des ressources en eau Special Subject 3—Optimisation of Water Resources

*Rapporteur-Author:* Dipl-Ing W D Schmidt *Allemagne—Germany*

*Discuteurs-Discussors:*

Mr Preat *Belgique—Belgium*

Prof Eggert Hansen *Danemark—Denmark*

Dr E Mälkki *Finlande—Finland*

Mr D Versanne *France*

Dr C S Sinnott &

Mr W J Dickens *GB*

Prof Dr M Fürst *Allemagne—Germany*

Mr C E S Rao *Inde—India*

Prof A Zanovello *Italie—Italy*

Dr Radu Antoniu *Roumanie—Roumania*

Mr Rafael Heras *Espagne—Spain*

Prof E Trüeb *Suisse—Switzerland*

Mr K J Miller *USA*

## Sujet spécial 4—Interaction de l'eau avec les matériaux des conduites et des réservoirs Special Subject 4—Interaction of Water with Pipe and Reservoir Materials

*Rapporteur-Author:* Mr Joaquin Moreno Clavel *Espagne—Spain*

*Discuteurs-Discussors:*

Dr Van Hoof *Belgique—Belgium*

Mrs Kate Nielsen *Danemark—Denmark*

Prof S Yläsaari *Finlande—Finland*

Mr G Devillers *France*

Dr I Wagner *Allemagne—Germany*

Mr D N Young *GB*

Mr Hans Kristiansen *Norvège—Norway*

Mr A N Els *Afrique du Sud—South Africa*

Dr Björn Josefsson *Suède—Sweden*

Mr P Grombach *Suisse—Switzerland*

Dr J Symons *USA*

**Sujet spécial 5— Nouveaux progrès dans l'élimination des matières organiques**  
**Special Subject 5—New Developments in Removal of Organics**

*Rapporteur-Author:* Dr I H Suffet *USA*

*Discuteurs-Discussors:*

Dr W Masschelein *Belgique—Belgium*

Mr J DeFrescheville &

Mr Y Richard *France*

Dr H Bernhardt *Allemagne—Germany*

Dr T F Zabel & Mr T Burke *GB*

Dr Norihito Tambo *Japon—Japan*

Dr Ir A Graveland *Pays Bas—Netherlands*

Mr Hallvard Odegaard &

Mr S Koottatep *Norvège—Norway*

Prof Adam Chojnacki *Pologne—Poland*

Mr Rui Godinho &

Mr J Carlos Nicolau Lopes *Portugal*

Dr L R J Van Vuuren

*Afrique du Sud—Africa*

Mr G Heras, Mr J Guardiola &

Prof Soler *Espagne—Spain*

Dr Torsten Hedberg &

Dr Bela Kaffehr *Suède—Sweden*

Mr M Schalekamp *Suisse—Switzerland*

**Sujet spécial 6—Emploi de l'oxygène dans le traitement de l'eau**  
**Special Subject 6—Use of Oxygen in Water Treatment**

*Rapporteur-Author:* Dr Rer nat W Mevius *Allemagne—Germany*

*Discuteurs-Discussors:*

Dr F Schoeller *Autriche—Austria*

Mr L Divet *France*

Mr Hellas *Belgique—Belgium*

**Sujet spécial 7—Progrès dans le traitement biologique**  
**Special Subject 7—Advances in Biological Treatment**

*Rapporteur-Author:* Prof A Benedek *Canada*

*Discuteurs-Discussors:*

Mr Germonpre & Ir Van Menxel

*Belgique—Belgium*

Mr A Leprince & Mr J Sibony *France*

Dr Peter Werner *Allemagne—Germany*

Mr A J Steel & Mr I G Benstead *GB*

Dr Ing L Moruzzi *Italie—Italy*

Dr Gerard Buraczewski *Pologne—Poland*

Mr J Van Leeuwen *Afrique du Sud—South Africa*

Mr K Dietlicher *Suisse—Switzerland*

**Sujet spécial 8—Désinfection par le chlore et l'ozone**  
**Special Subject 8—Disinfection by Chlorine and Ozone**

*Rapporteurs-Authors:* Mr C Gomella & Mr P Musquere *France*

*Discuteurs-Discussors:*

Ir Peeters *Belgique—Belgium*

Mr E Heinonen *Finlande—Finland*

Dr G Merlo *Italie—Italy*

Dr J C Kruithof *Pays Bas—Netherlands*

Prof Apolinary Kowal *Pologne—Poland*

Mr Amilcar Ambrósio &

Mr Ana Ambrósio de Sousa *Portugal*

Dr J F J Van Rensburg

*Afrique du Sud—South Africa*

Mr Pablo Barron *Espagne—Spain*

Mr J C Ginocchio *Suisse—Switzerland*

Dr R Rhodes Trussel *USA*

Dr A Filip *Yougoslavie—Yugoslavia*

**Sujet spécial 9—Utilisation combinée des méthodes de traitement**  
**Special Subject 9—Combined Utilisation of Treatment Methods**

*Rapporteurs-Auteurs:* Mr F Fiessinger & Mr P Schulhof *France*

*Discuteurs-Discussors:*

Mr Roger *Belgique—Belgium*

Prof T Tzochez *Bulgarie—Bulgaria*

Dr W Kühn & Prof Dr H Sontheimer,

Dr R Klute & Mr H Herter

*Allemagne—Germany*

Mr J R Studholme & Mr J West *GB*

Mr S P Unwalla *Inde—India*

Dr J J Rook *Pays Bas—Netherlands*

Dr Janusz Zakrzewski *Pologne—Poland*

Prof F A Van Duuren

*Afrique du Sud—South Africa*

Mr Joaquin Canto *Espagne—Spain*

Dr Torsten Hedberg *Suède—Sweden*

Prof Dr W Stumm *Suisse—Switzerland*

Mr Thomas G Earl &

Mr Karl P Kyriss *USA*

Dr A Filip *Yougoslavie—Yugoslavia*

**Sujet spécial 10—Progrès dans l'analyse des réseaux**  
**Special Subject 10—Developments in Networks Analysis**

*Rapporteurs-Auteurs:* Mr P Huntington *GB* & Mr H Meier *Suisse—Switzerland*

*Discuteurs-Discussors:*

Mr Lefevre *Belgique—Belgium*

Mr P Yletyinen *Finlande—Finland*

Mr A Divenot *France*

Dr N Pitchai *Inde—India*

Ir J T Van der Zwan *Pays Bas—Netherlands*

Prof Edward Mielcarzewicz *Pologne—Poland*

Mr P S Gebhart *Afrique du Sud—South Africa*

Mr Jose Manuel Aguinaga *Espagne—Spain*

Mr Torsten Wahlgren *Suède—Sweden*

Mr Harold D Gilman *USA*

Mr M Kordic, Dr D Obradovic &

Mr M Zikic *Yougoslavie—Yugoslavia*

**Sujet spécial 11—Nouveaux Progrès dans la protection contre les coups de bélier**  
**Special Subject 11—New Developments in Protection Against Water Hammer**

*Rapporteur-Author:* Mr Yoshiharu Satomi *Japon—Japan*

*Discuteurs-Discussors:*

Mr Mostin *Belgique—Belgium*

Mr T Laitinen *Finlande—Finland*

Mr A Gentil *France*

Dr Ing H Berger, Mr H Arlt,

Mr H Geipert & Mr L Obermeyer

*Allemagne—Germany*

Mr J Gardiner *GB*

Dr Ing M Bernardini *Italie—Italy*

Ir E G H Vreedinburgh *Pays Bas—Netherlands*

Prof Czeslaw Grabarczyk *Pologne—Poland*

Mr Antonio Betamio d'Almeida *Portugal*

Prof D Stephenson *Afrique du Sud—South Africa*

Mr Emilio Herranz &

M Carmen de Andres Conde *Espagne—Spain*

Mr K Roth *Suisse—Switzerland*

Dr M H Stoner *USA*

Dr D Obradovic *Yougoslavie—Yugoslavia*

# Les Groupes de discussion Group Discussions

## Groupes de discussion 1—Finances et tarifs de l'eau Group Discussion 1—Finance and Water Tariffs

*Responsable-Convener:* Mr Jose Antonio Linati *Espagne—Spain*

*Discuteurs Principaux-Leading Discussors:*

Mr R Chappey *France*  
Mr M Hollywood *GB*

Mr E Rast *Suisse—Switzerland*

*Discuteurs-Discussors:*

Mr Van Mengsel *Belgique—Belgium*  
Mr V Saari *Finlande—Finland*  
Dr Ing Pierluigi Martini *Italie—Italy*  
Mr Kenichi Nakajima *Japon—Japan*

Drs K Kleijwegt *Pays Bas—Netherlands*  
Mr Bengt Petrelius *Suède—Sweden*  
Mr Joseph P LaFerla *USA*

## Groupes de discussion 2—Pratique de l'analyse de l'eau Group Discussion 2—Water Analysis Practice

*Responsable-Convener:* Mr K F Roberts *GB*

*Discuteurs Principaux-Leading Discussors:*

Mr J C Cournaire *France*  
Mr R G Toms *GB*

Mr Einar Bjerkelund *Norvège—Norway*

*Discuteurs-Discussors:*

Dipl Ing F Kumpera *Autriche—Austria*  
Mr Kint & Mr Reynhart *Belgique—Belgium*  
Prof G J Bonde *Danemark—Denmark*  
Mr E Heinonen *Finlande—Finland*  
Dr C Terzano *Italie—Italy*

Dr W H J Hattingh *Afrique du Sud—South Africa*  
Mr Jose Gonzalez Nicolas *Espagne—Spain*  
Mr K Dietlicher *Suisse—Switzerland*  
Mr G Robeck & Dr J Symons *USA*

## Groupes de discussion 3—Coagulation et floculation—nouveaux progrès et expériences opérationnelles Group Discussion 3—Coagulation and Flocculation—New Developments and Operational Experiences

*Responsable-Convener:* Mr M Schalekamp *Suisse—Switzerland*

*Discuteurs Principaux-Leading Discussors:*

Prof H Hahn *Allemagne—Germany*  
Mr Shingo Takeda *Japon—Japan*

Mr S W van der Merwe  
*Afrique du Sud—South Africa*

*Discuteurs-Discussors:*

Mr Janssens *Belgique—Belgium*  
Mr M Rapinat *France*  
Dr U Neis, Mr K P Kiefhaber &  
Dr R Klute *Allemagne—Germany*

Dr A Visconti *Italie—Italy*  
Ir J C Schippers *Pays Bas—Netherlands*  
Mr Pablo Barron *Espagne—Spain*  
Dr Ya-Tai Lin *USA*

**Groupe de discussion 4—Identification et archivage des conduites et liaison avec les autres services publics**

**Group Discussion 4—Identification and Recording of Mains and Liaison with other Services**

*Responsible-Convenor:* Mr C Agard *France*

*Discuteurs Principaux-Leading Discussors:*

J P Williamson *GB*

Mr A Naf *Suisse—Switzerland*

Mr Chastang Marin *Espagne—Spain*

*Discuteurs-Discussors:*

Ir W G Beeftink *Pays Bas—Netherlands*

Mr Bertil Petersson *Suède—Sweden*

Mr H Nordahl Christiansen *Norvège—Norway*

Mr Donald K Shine *USA*

**Groupe de discussion 5—Effet de la contamination à court et à long terme par les micropolluants sur la capacité de purification des réalimentations artificielles de nappes**  
**Group Discussion 5—Effect of Short and Long Term Contamination by Micropollutants on the Purification Capacity of Artificial Groundwater Recharge**

*Responsible-Convenor:* Dr K H Schmidt *Allemagne—Germany*

*Discuteurs Principaux-Leading Discussors:*

Ir De Swaef *Belgique—Belgium*

Mr Th Stäheli *Suisse—Switzerland*

Mr J C Mallevalle *France*

*Discuteurs-Discussors:*

Mr W F Lester *GB*

Dr Alexandru Vladut *Roumanie—Roumania*

Ir J Van Puffelen *Pays Bas—Netherlands*

Mr Neil M Cline *USA*

**Groupe de discussion 6—Organisation et Administration**

**Group Discussion 6—Organisation and Administration**

*Responsible-Convenor:* Mr R J Laburn *Afrique du Sud—South Africa*

*Discuteurs Principaux-Leading Discussors:*

Mr A S Robertson *GB*

Mr Th Pitsch *Suisse—Switzerland*

Mr Jose Bernis *Espagne—Spain*

*Discuteurs-Discussors:*

Mrs Frank & Mr Van der Elst *Belgique—Belgium*

Ir P Stoter *Pays Bas—Netherlands*

Mr J Bustarret *France*

Mr Lars Lysen *Suède—Sweden*

Mr A Tosi *Italie—Italy*

Mr J S Harnett *USA*

Mr Yukikage Sako *Japon—Japan*

**Groupe de discussion 7—Impact sur l'environnement**

**Group Discussion 7—Environmental Impact**

*Responsible-Convenor:* Mr David B Preston *USA*

*Discuteurs Principaux-Leading Discussors:*

Ir P Verkerk *Pays Bas—Netherlands*

Mr Eduardo Rodriguez Paradinas

Mr Jose Filipe Santos Oliveria *Portugal*

*Espagne—Spain*

*Discuteurs-Discussors:*

Ir Crommelinck & Mr De Smedt

Mr J B Oldfield *GB*

*Belgique—Belgium*

Mr D Macleod *Afrique du Sud—South Africa*

Mr J Valtakari *Finlande—Finland*

Mr A Naf *Suisse—Switzerland*

Mr A Guiraud *France*

Mr Jerome B Gilbert & Mr K J Miller *USA*

## **SESSIONS DES COMITES STANDING COMMITTEES**

### **SESSION SUR LA POLLUTION ET LA PROTECTION DES RESSOURCES EN EAU SESSION ON POLLUTION AND PROTECTION OF WATER RESOURCES**

*Président-Chairman:*

Mr C Gomella *France*

**Sujet—Politique de lutte contre la pollution—enseignement que l'on peut retirer des mesures prises au cours des dernières années et vue prospective des aménagements qu'il serait souhaitable et possible de leur apporter**

**Subject—Anti-pollution policy—what have we learned from the measures taken during the last few years and a prospective view of those arrangements which it is both desirable and possible to make**

*Rapporteurs:*

Mr W H Richardson *USA*

Mr G A Orlov *URSS—USSR*

Mr Keiji Gotoh *Japon—Japan*

Mr Mandl *CEE*

*Discuteur principal—Leading Discussor:*

Mr Girardot *France*

### **SESSION SUR LA QUALITÉ ET LE TRAITEMENT DE L'EAU SESSION ON WATER QUALITY AND TREATMENT**

*Président-Chairman:*

Dr E Windle Taylor *GB*

**Sujet 1—Progrès dans les méthodes analytiques et l'équipement pour la surveillance de l'eau**

**Subject 1—Advances in analytical methods and equipment for water control**

*Rapporteur-Author:*

Dr O I Snoek *Pays Bas—Netherlands*

*Discuteur Principal-Leading Discussor:*

Mr A L Wilson *GB*

**Sujet 2—L'emploi de radiations ultra-violettes comme méthode alternative de désinfection de l'eau potable**

**Subject 2—The Use of Ultra-Violet Irradiation as an alternative method for disinfection of drinking water**

*Rapporteur-Author:*

Mr J A Myrstad *Norvège—Norway*

*Discuteur principal-Leading Discussor:*

Dr W Masschelein *Belgique—Belgium*

**Sujet 3—Traitement contrôlé de l'eau dans le sol**

**Subject 3—Controlled Water Treatment in the soil**

*Rapporteur-Author:*

Mr R Martinell *Suède—Sweden*

*Discuteur Principal-Leading Discussor:*

Mr T Hatva *Finlande—Finland*

**SESSION SUR LA DISTRIBUTION DE L'EAU**  
**SESSION ON WATER DISTRIBUTION**

*Président-Chairman:*

Mr R J Laburn *Afrique du Sud—South Africa*

**Sujet 1—L'alimentation en eau des bâtiments importants et élevés—Problèmes soulevés par la surpression, le comptage, etc . . .**

**Subject 1—Water supply to large and tall buildings—problems involving boosting, metering, etc.**

*Rapporteur-Author: Belgique—Belgium*

**Sujet 2—Les problèmes rencontrés dans les distributions d'eau chaude.**

**Subject 2—Problems with hot water supplies**

*Rapporteurs-Authors:*

Mr S Yekootieli & Mr Z Karmon *Israel*

**Sujet 3—L'état actuel des techniques et expériences de rénovation des conduites**

**Subject 3—Updating of Pipe Renovation technique and experience**

*Rapporteur-Author:*

Mr E C Reed *GB*

**Sujet 4—Conduites thermoplastiques, y compris les fibres de verre**

**Subject 4—Thermoplastic pipes, including glass fibre**

*Rapporteur-Author:*

Mr Oivind Johansen *Norvège—Norway*

**Sujet 5—Les consommations de pointe. Complément au travail commencé par le Dr Tessoroff lors des Congrès de New York et Brighton**

**Subject 5—Peak Demands—Completion of work started by Dr Tessoroff at the New York and Brighton Congresses**

*Rapporteur-Author:*

*Allemagne—Germany*

**SESSION SUR LES COMPTEURS D'EAU ET LE COMPTAGE DE L'EAU**  
**SESSION ON WATER METERS AND WATER METERING**

*Président-Chairman:*

Mr E Reiter *Luxembourg*

**Sujet-Subject:**

**La mesure des grands débits en conduites fermées**

**Measurement of high flow in closed pipes**

**1ere partie-1st Part:**

**Inventaire, comparaison et évolution des diverses techniques pour la mesure des grands débits d'eau (instruments de mesure mécanique et non mécaniques)**

**Evaluation, comparison and development of the various techniques for measuring high water flow (mechanical and non-mechanical measuring instruments)**

*Rapporteurs-Authors:*

Mr Guillaume, Mr Bossy & Mr Damez *France*

**2e partie-2nd Part:**

**Méthodes et moyens de contrôle des instruments de mesure non-mécaniques**

**Methods and means of controlling non-mechanical measuring instruments**

*Rapporteurs-Authors:*

Dr E A Spencer & Mr R W W Scott *GB*



**SESSION SUR L'ÉDUCATION ET LA FORMATION DU PERSONNEL DES DISTRIBUTIONS D'EAU**  
**SESSION ON EDUCATION AND TRAINING OF WATERWORKS PERSONNEL**

*Président-Chairman:*

Mr B R Thorpe *GB*

**Sujet 1—Education et formation pour la distribution de l'eau en France**  
**Subject 1—Education and Training for water supply in France**

*Rapporteur-Author:*

Mr M Gordon *France*

**Sujet 2—La formation des formateurs**  
**Subject 2—The Training of Trainers**

Rapporteur d'Amérique centrale  
Author from Central America

**Sujet 3—La distribution de l'eau et l'éducation de la collectivité**  
**Subject 3—Water supply and the education of the community**

*Rapporteur-Author:*

Le Dr Mabrouk *Egypte* et un groupe d'experts  
Dr Mabrook *Egypt* and a panel discussion

**SESSION SUR LA CORROSION ET LA PROTECTION DES CONDUITES SOUTERRAINES**  
**SESSION ON CORROSION AND PROTECTION OF UNDERGROUND PIPELINES**

*Président-Chairman:*

Mr M Chalet *Belgique—Belgium*

**Sujet 1—Corrosion interne des conduites métalliques par l'eau de mer**  
**Subject 1—International Corrosion of metal pipelines by seawater**

*Rapporteur-Author:*

Dr Hargater *Allemagne—Germany*

**Sujet 2—Détermination de la corrosivité de l'eau pour les emplois domestiques**  
**Subject 2—Determination of Corrosion Activity of Water for Domestic Use**

*Rapporteur-Author:*

Prof I Strizhevski *URSS—USSR*

**Sujet 3—Propositions des Communautés Européennes pour une directive relative à la qualité de l'eau pour la consommation humaine, possibilités de réduction du pouvoir de l'eau potable à dissoudre les mét aux (cuivre, plomb, fer et zinc) par conditionnement central de l'eau réalisé par les services d'eau**

**Subject 3—Proposal of the European Communities for a directive relating to the quality of water for human consumption, possibilities for reduction of the metal solvency of drinking water (lead, copper, iron and zinc) by central water conditioning by waterworks**

*Rapporteurs-Authors:*

Mr C H J Elzenga & Dr A Graveland *Pays Bas—Netherlands*

## **SESSION SUR LES RELATIONS PUBLIQUES SESSION ON PUBLIC RELATIONS**

*Président-Chairman:*

Mr R J Clark *GB*

La session sur les relations publiques sera présentée en deux parties:

1. La première partie sera centrée sur l'amélioration et la promotion de l'image dans le public des services d'eau, en envisageant un large spectre d'activités depuis les tarifs et les prix jusqu'aux aspects esthétiques et aux problèmes d'environnement dans la conception des bâtiments et structures des distributions d'eau, et spécialement dans le contexte de l'augmentation des prix.
2. La deuxième partie considèrera la publicité pour le contrôle de la consommation en eau en se penchant particulièrement sur l'utilisation efficace et économique de l'eau, et examinera les méthodes et moyens de relations publiques en vue d'aider à la réduction des consommations abusives en considérant des exemples spécifiques, si possible, et en appréciant les résultats atteints.

*Rapporteurs:*

Le président assisté d'un groupe d'orateurs invités de France, Allemagne, Autriche, Japon, Etats Unis et URSS.

The public relations session will be presented in two parts, as follows:

1. Part 1 will concentrate on the improvement and promotion of the public image of water services looking at a broad spectrum of activities from rates and charges to the aesthetic aspects and environmental problems in the design of water supply buildings/structures, and especially in the context of rising prices.
2. Part 2 will consider publicity for water demand control with particular attention to economical and effective use of water, and examine public relations methods and means to assist the reduction of undue consumption looking at specific exercises, where possible, and evaluating results achieved.

*Authors:*

The Chairman, supported by a panel of speakers invited from France, Germany, Austria, Japan, the United States and USSR.

## **SESSION SUR LE DESSALEMENT SESSION ON DESALINATION**

*Président-Chairman:*

Mr C Adam *Belgique—Belgium*

**Sujet 1—Où en est le dessalement?**

**Subject 1—Evaluation report on desalination**

*Rapporteur-Author: Mr J J Libert Belgique—Belgium*

**Sujet 2—Etat actuel des techniques d'osmose inverse**

**Subject 2—Status of Reverse Osmosis Technology**

*Rapporteur-Author: Mr J C Schippers Pays Bas—Netherlands*

**Sujet 3—Traitement des eaux usées en vue de la réutilisation**

**Subject 3—Treatment of Waste Water for Re-use**

*Rapporteur-Author: Mr H Aya Japon—Japan*

## **SEMINAIRE SUR LES PAYS EN DEVELOPPEMENT**

Le programme scientifique et technique du congrès comporte une large gamme de sujets présentant une valeur et un intérêt pour les représentants des tous les pays. L'association toutefois tient à faire la plus large place aux problèmes spécifiques des pays en voie de développement.

C'est pourquoi un séminaire de deux jours sur les pays en voie de développement se tiendra le Jeudi 4 et Vendredi 5 septembre 1980.

Ce séminaire sera ouvert par le Président de l'Association et comportera huit sessions de travail traitant des sujets suivants:

1. La décennie mondiale de l'eau
2. Finance et structures de prix
3. Qualité de l'eau potable
4. Distribution
5. Formation et enseignement
6. Organisation et gestion d'un service de distribution d'eau
7. Etudes de cas
8. Associations nationales et régionales

Si vous souhaitez participer à ce séminaire, vous être priés de l'indiquer sur la fiche d'inscription. Le programme détaillé du séminaire vous sera adressé avec les communications du Congrès. La participation à ce séminaire est gratuite pour les congressistes régulièrement inscrits.

## **SEMINAR ON DEVELOPING COUNTRIES**

The Scientific and Technical Programme for the Congress covers a wide field of value and common interest to representatives of both developed and developing countries. The Association is, however, anxious to ensure that the Congress recognises and meets in full the needs of the developing countries.

For this reason a two-day seminar on developing countries will be held on Thursday, 4th and Friday, 5th September, 1980.

The Seminar will be opened by the President of the Association and there will be eight working sessions dealing with the following subjects:

1. The World Water Decade
2. Finance and Tariff Structures
3. Drinking Water Quality
4. Distribution and Metering
5. Training and Education
6. Organisation and management of a Water Supply Undertaking
7. Case Studies
8. Regional and National Associations

If you wish to attend the Seminar you should mark your Registration Form in the appropriate place. The detailed programme for the Seminar will be sent to you with the papers for the Congress.

# PROGRAMME des TOURS POST-CONGRES

Les organisateurs du 13<sup>ème</sup> Congrès de l'AIDE ont prévu, à l'intention des congressistes qui souhaiteraient prolonger leur séjour en France, trois tours post congrès qui partiront de Paris le Samedi 6 septembre 1980. Chacun de ces tours comportera deux visites techniques, significatives des réalisations françaises dans le domaine de l'eau.

Un programme d'excursions permettra en outre aux participants de visiter agréablement quelques unes des plus belles régions françaises.

Le responsable de l'organisation des tours post-congrès est l'Agence Wagons Lit Tourisme. Il suffira de remplir l'encart réservé à cet effet sur le formulaire de réservations des hôtels pour obtenir des informations détaillées sur les voyages dont nous ne pouvons donner ici que les grandes lignes:

## *Tour n° 1* Champagne—Bourgogne (3 jours et 3 nuits)

Prix 1.055 F pour l'hébergement en chambre à deux personnes, supplément pour chambre individuelle 215 F.

Ce voyage effectué en autocar permettra de visiter les fameuses caves à champagne de Reims. Il prévoit des séjours à Dijon et à Lyon. L'un de ses grands moments sera sûrement la journée consacrée aux vignobles et aux caves de la région de Beaune, célèbre pour la qualité de son vin de Bourgogne.

## *Tour n° 2* Châteaux de la Loire—Mont Saint-Michel (4 jours et 4 nuits)

Prix 1.350 F pour l'hébergement en chambre à deux personnes, supplément pour chambre individuelle 288 F.

Débutant par la visite des châteaux de la Loire, ce circuit effectué en autocar permettra aux participants de voir l'ouest de la France, le port de Saint-Malo et l'extraordinaire Mont Saint-Michel.

Il prévoit également la visite de la vieille ville de Rouen et s'achèvera par la remontée de la vallée de la Seine.

## *Tour n° 3* Provence—Côte d'Azur (5 jours et 4 nuits)

Prix 2.080 F pour l'hébergement en chambre à deux personnes, supplément pour chambre individuelle 288 F.

Ce circuit permettra aux participants de découvrir les paysages du midi de la France, la Provence et la Côte d'Azur. Le voyage se fera par avion à l'aller et au retour, les trajets sur place s'effectueront en autocar.

En cinq jours, en partant des Baux de Provence, en passant par Avignon Toulon, Saint-Tropez, Nice, Monaco, les congressistes qui auront choisi ce circuit découvriront le charme d'une région française dont l'attrait touristique n'est plus à vanter.

Les prix indiqués pour ces tours sont ceux de novembre 1979. Ils sont susceptibles de varier selon l'évolution des conditions économiques.

## POST CONGRESS TOURS

The organisers of the 13th Congress of IWSA have provided, for those congressionists who wish to stay longer in France, three post Congress tours departing from Paris on Saturday, 6th September, 1980.

Each of these tours will include two technical visits significant of the achievements of France in the field of water supply.

In addition to these technical visits, a programme of excursions will provide for participants to visit some of the most beautiful areas of France.

Wagons Lits Tourisme Travel Agency is responsible for organising the Post Congress tours. Please mark the Hotel Reservation Form in the appropriate place if you wish to receive full details of the Post Congress tours. The outline programmes are as follows:

### *Tour No 1* Champagne—Bourgogne (3 days and 3 nights)

Price 1055 FF in double bed rooms, extra 215 FF for single room.

This tour, by coach, gives the opportunity to visit the famous Champagne wine cellars of Reims. It provides for a stay at Dijon, made famous by the research of Prony, and Lyons where remains of Roman aqueducts are still to be seen. Among the highlights will be the day devoted to the vineyards and wine cellars of the Beaune district, where the famous Burgundy wines are produced. Technical visits will be organised during this tour.

### *Tour No 2* Loire Castles, Mont St Michel (4 days and 4 nights)

Price 1350 FF in double bed room, extra 288 FF for single room.

Beginning with a visit to Loire Castles, this tour, by coach, gives its participants the opportunity to see the West of France, St Malo harbour and the wonderful Mont St Michel.

It provides also for sightseeing in the old town of Rouen and will end with a trip to the Seine valley.

### *Tour No 3* Provence, Riviera (5 days and 4 nights)

Price 2080 FF in double bed room, extra 288 FF for single room.

This excursion gives participants the opportunity to discover the countryside of the South of France, Provence and the Riviera. Travel will be by air and coach.

During the five days, departing from Baux de Provence, through Avignon, Toulon, St Tropez, Nice and Monaco, the participants who choose this tour will discover the charm of an area of France which is highly praised by its tourists.

The prices quoted for these tours are for November, 1979 and are subject to modification.

## **Conseil d'Administration Executive Board**

*President:* Prof D Tamon Ishibashi *Japon—Japan*  
*Vice-President:* Mr G Dejouany *France*  
*Past Presidents:* Sir Leonard Millis *GB*  
Mr C Van der Veen *Pays Bas—Netherlands*

### **Membres élus**

*Elected Members:* Mr J Dirickx *Belgique—Belgium*  
Mr J Aage Husen *Danemark—Denmark*  
Dr H Tessoroff *Allemagne—Germany*  
Mr P F Stott *GB*  
Mr C Da Molo *Italie-Italy*  
Mr R Urbistondo *Espagne—Spain*  
Mr M Schalekamp *Suisse—Switzerland*  
Mr David Preston *USA*  
Prof F Chevelev *URSS—USSR*

## **Conseil Scientifique et Technique Scientific and Technical Council**

*Président-Chairman:* Dr H Tessoroff *Allemagne—Germany*  
*Vice-Présidents-Vice-Chairmen:* Mr R Urbistondo *Espagne-Spain*  
Mr R Coulomb *France*  
Mr K F Roberts *GB*

### **Membres-Members**

Mr M Benblidia <i>Algérie—Algeria</i>	Mr G Wijnstra <i>Pays Bas—Netherlands</i>
Dr F Scholler <i>Autriche—Austria</i>	Mr B A Olubunmi <i>Nigéria—Nigeria</i>
Mr M J Snel <i>Belgique—Belgium</i>	Mr K S Balstad <i>Norvège—Norway</i>
Mr T Tchachev <i>Bulgarie—Bulgaria</i>	Mr M Roman <i>Pologne—Poland</i>
Mr J Aage Husen <i>Danemark—Denmark</i>	Mr A Lencastre <i>Portugal</i>
Mr P Erkola <i>Finlande—Finland</i>	Mr D Georgescu <i>Roumanie—Roumania</i>
Dr R Heck <i>Allemagne—Germany</i>	Mr M Fayon <i>Seychelles</i>
Mr K M Addison <i>Ghana</i>	Mr R J Laburn
Mr A R Doshi <i>Inde—India</i>	<i>Afrique du Sud—South Africa</i>
Mr K O'Donnell <i>Irlande—Ireland</i>	Mr Lars Lysen <i>Suède—Sweden</i>
Mr R Gurevitz <i>Israël</i>	Prof E Trueb <i>Suisse—Switzerland</i>
Prof L Mencia <i>Italie—Italy</i>	Mr A Frih <i>Tunisie—Tunisia</i>
Dr S Naito <i>Japon—Japan</i>	Mr Leo Louis <i>USA</i>
Mr Bong: Choon Lee <i>Corée—Korea</i>	Mr A Diatchkov <i>URSS—USSR</i>

### **Présidents des comités permanents—Chairmen of Standing Committees**

Mr C Adam <i>Belgique—Belgium</i>	Mr R J Laburn
Mr M Chalet <i>Belgique—Belgium</i>	<i>Afrique du Sud—South Africa</i>
Mr R J Clark <i>GB</i>	Mr E Reiter <i>Luxembourg—Luxemburg</i>
Mr C Gomella <i>France</i>	Mr B R Thorpe <i>GB</i>
Dr E Windle Taylor <i>GB</i>	

*Mr Ronald Fairall Secretary General*

# IWSA CONGRESS—1-4 SEPTEMBER 1980

Registration Form to be completed and returned with remittance to:  
IWSA, 1, Queen Anne's Gate, London, SW1H 9BT, England.,  
*not later than 1st May, 1980.*

Registrants *in France* should return this form with their remittance to:  
AIDE - Congrès de Paris, 1980, 8, Rue Tronson du Coudray, 75008, Paris, France.

Please use typewriter or block letters.

Please keep a copy.

## 1. REGISTRANT

First name .....

Family name .....

Name and address of Firm or Organisation .....

.....

.....

Country .....

## 2. FAMILY MEMBER

First name .....

Family name .....

## 3. REGISTRATION

	No. of persons	Price per person	Total FF
Congress fee (non-member)		FF 1350	
(IWSA member)		FF 1250	
Family member fee		FF 500	

## 4. PAYMENT

I enclose bank cheque/bankers order for the total of payable to International Water Supply Association.

## 5. SEMINAR ON DEVELOPING COUNTRIES

If you wish to attend the Seminar on Developing Countries to be held on 4th and 5th September, please place an X in the box

# CONGRES AIDE—PARIS, 1er au 4 septembre 1980

Fiche d'inscription à remplir et à renvoyer accompagnée du règlement à:

IWSA-AIDE, 1 Queen Anne's Gate, London, SW1H 9BT

avant le 1<sup>er</sup> mai 1980

Les congressistes résidant en France doivent renvoyer cette fiche avec le règlement au AIDE - Congrès de Paris 1980, 8 rue Tronson du Coudray - 75008 Paris.

Prière de dactylographier ou d'écrire en majuscules.

Veuillez conserver un exemplaire de cette fiche.

## 1. CONGRESSISTES

Prénoms .....

Nom de famille .....

Nom et adresse de la société ou de l'organisme .....

.....

.....

Pays .....

## 2. MEMBRE(S) DE LA FAMILLE

Prénoms .....

Nom .....

## 3. INSCRIPTION

	Nombre de personnes	Prix par personne	Total FF
Droit d'inscription:			
— non membre		FF 1350	
— membre AIDE		FF 1250	
— membre(s) de la famille		FF 500	

## 4. REGLEMENT

Ci-joint chèque bancaire-order de virement bancaire d'un total de ..... payable à: association internationale des distributions d'eau

## 5. SEMINAIRE SUR LES PAYS EN DEVELOPPEMENT

Si vous souhaitez participer au séminaire sur les pays en développement qui se tiendra les 4 et 5 septembre, veuillez cocher cette case

La Participation a ce séminaire est gratuite pour les congressistes inscrits.



# XIII E CONGRES de l'AIDE PARIS: 1-4 Septembre 1980

Nom ..... Prénom .....  
 Name ..... First name .....  
 Adresse .....  
 Address .....  
 Tél. ....  
 Phone .....

Fiche de réservation d'hôtel  
 à retourner  
 au plus tard le 31 mars 1980  
 à l'Agence WAGONS-LITS TOURISME  
 Département des Congrès Internationaux  
 14 boulevard des Capucines  
 75440 PARIS CEDEX 09  
 Téléphone: 266.93.21.

Hotel reservation form  
 to be returned  
 at the latest on 31st March, 1980  
 to WAGONS-LITS TOURISME office  
 Département des Congrès Internationaux  
 14 boulevard des Capucines  
 75440 PARIS Cédex 09  
 Tél. 266.93.21.

## 1. RESERVATION D'HOTEL HOTEL ACCOMMODATION

Je désire réserver / I want to reserve

chambre individuelle  
single room

chambre à 2 personnes  
double or twin room

du ..... au .....  
from ..... to .....

Date d'arrivée ..... Date de départ .....  
Arrival date ..... Departure date .....

*Hotels désirés* Prière d'indiquer votre choix en numérotant 1-2-3 les hôtels choisis, l'attribution des chambres étant effectuée par ordre de réception des dossiers.

*Hotels required* Please specify your hotel requirement by numbering 1-2-3 the hotels you want, the room allotment being made when receiving your hotel reservation form.

Catégorie Category Etoiles Stars	Hotels	chambre/room		<i>Hôtels choisis:</i> numéroté 1,2,3 en regard de l'hôtel choisi <i>Hotels required:</i> specify your choice by numbering 1,2,3 in front of the selected hotel
		indiv. single	à 2 lits twin	
XX	Berthier Latour	FF 160	FF 170	
XX	Brochant Latour	140	150	
XX	Arcade	135	160	
XXX	Suffren Latour	260	280	
XXXX	St Lazare Concorde	320	350	
XXXX	Concorde Lafayette	400	460	
XXXXX	Sofitel	325	410	
XXXXX	Sheraton	370	450	
XXXXX	Méridien	395	480	
XXXXX	Intercontinental	470	595	
XXXXX	Hilton	485	570	



2 nuits d'hôtel sont à adresser lors de la réservation, le solde devant être réglé lors de la réception de la facture qui comprendra les frais de gestion, 20 F par personne, (chèque libellé à l'ordre des WAGONS LITS).

2 nights deposit have to be sent when reserving, the balance being paid when receiving our invoice which will include our booking fees, 20 FF per person.

A réception du solde, un bon d'hôtel vous sera envoyé. Pour tout règlement effectué 10 jours avant l'arrivée, le bon d'hôtel sera adressé à l'hôtel directement.

On receipt of the balance, an hotel voucher will be sent to you. If your final settlement is sent within 10 days prior to your arrival, the voucher will be sent directly to your hotel.

Pour toute annulation à partir du 1er août 1980, les 2 nuits de dépôt ne seront pas remboursées et la somme vous revenant ne vous sera adressée qu'après la clôture du congrès (les frais de gestion, soit 20 F par personne, restant acquis à l'agence).

For any cancellation made after August 1, 1980, 2 nights deposit will be deducted. Any other refund will be made after the convention (booking fees will not be refunded in any case).

Votre dépôt devra être effectué soit par chèque bancaire à l'ordre des WAGONS-LITS et envoyé à notre agence, soit au compte bancaire ci-dessous, et dans ce cas une copie du transfert de votre banque doit être jointe à votre formulaire.

Your deposit should be made by cheque drawn to WAGONS-LITS and sent to our office, or by bank transfer at the following address, and in that case a photocopy of the bank transfer has to be sent with your hotel reservation.

B. N. P.  
Agence St Lazare Haussmann  
73 boulevard Haussmann  
75008 PARIS

compte n° 215 941 49  
account n° 215 941 49

Ne pas manquer de faire porter la référence du congrès sur votre transfert.

Do not fail to mention the name of the congress on your bank transfer.

Fait à ..... *Signature*  
Made in

## 2. TOURS POST-CONGRES TOURS POST-CONGRESS

Je désire avoir de plus amples informations sur le tours post-congrès.

I wish to have further information on the Post-Congress Tours.

No 1 Champagne – Bourgogne

No 2 Châteaux de la Loire – Mont St Michel

No 3 Provence Côte d'Azur

<input type="checkbox"/>
<input type="checkbox"/>
<input type="checkbox"/>

Cocher X la case correspondant au tours qui vous intéresse. Nous vous adresserons un programme détaillé.

Place an X in the box corresponding to the tour in which you are interested. You will then receive a detailed programme.



**ASSOCIATION INTERNATIONALE  
DES DISTRIBUTIONS D'EAU**

**INTERNATIONAL WATER  
SUPPLY ASSOCIATION**

1 QUEEN ANNE'S GATE. LONDON SW 1 H 9 BT

7-10-80  
71  
IWSA 80

# Comité international permanent sur la dessalement International standing committee on desalination

---

LIBRARY  
International Reference Centre  
for Community Water Supply

## Les matières Contents

<b>Sujet 1</b> —Le dessalement des eaux – Evolution des techniques et du marche	Pages P2–P5
<b>Subject 1</b> —Evaluation report on desalination (J. J. Libert, France)	
<b>Résumé en anglais</b> <b>Summary in English</b>	Page P5
<b>Sujet 2</b> —Etat actuel des techniques d'osmose inverse	Pages P6–P15
<b>Subject 2</b> —Status of Reverse Osmosis Technology (J. C. Schippers, Pays-Bas-Netherlands)	
<b>Résumé en français</b> <b>Summary in French</b>	Page P15
<b>Sujet 3</b> —Traitement des eaux usées en vue de la réutilisation	Pages P16–P21
<b>Subject 3</b> —Treatment of Waste Water for Re-use (H. Aya, Japon-Japan)	

# Sujet 1

## Le dessalement des eaux – evolution des techniques et du marché

par J. J. Libert

Commissariat à L'énergie atomique, France

### Résumé

Après un bref historique, les conclusions d'une étude effectuée sur le marché du dessalement depuis 20 ans et portant sur 2500 usines, sont présentées. L'auteur montre ensuite l'évolution des différents procédés et les caractéristiques générales de ceux-ci, sans les décrire en détail. Le coût du dessalement est ensuite étudié pour différents procédés, et les paramètres principaux qui interviennent sont précisés. Quelques exemples de réalisations récentes sont fournis.

### 1 Introduction

Le dessalement des eaux n'est pas une nouveauté. Introduit par les marins, il remonterait d'après certains auteurs, sous une forme très primitive, à la Grèce Antique. En tout cas, plus près de nous, son apparition à bord des navires a suivi, certainement d'assez près, l'apparition de la propulsion à vapeur. Les techniques de distillation furent ensuite largement utilisées pour la préparation d'eau de chaudière pour les centrales thermiques avant l'apparition des résines échangeuses d'ions. Ce n'est que depuis vingt ans, qu'est véritablement apparu l'emploi de techniques variées de dessalement pour l'alimentation en eau d'hôtels, de petites communautés, puis de villes entières ainsi que d'industries diverses. C'est sur ce phénomène que nous nous pencherons, et tout d'abord sur les caractéristiques du marché qu'il représente.

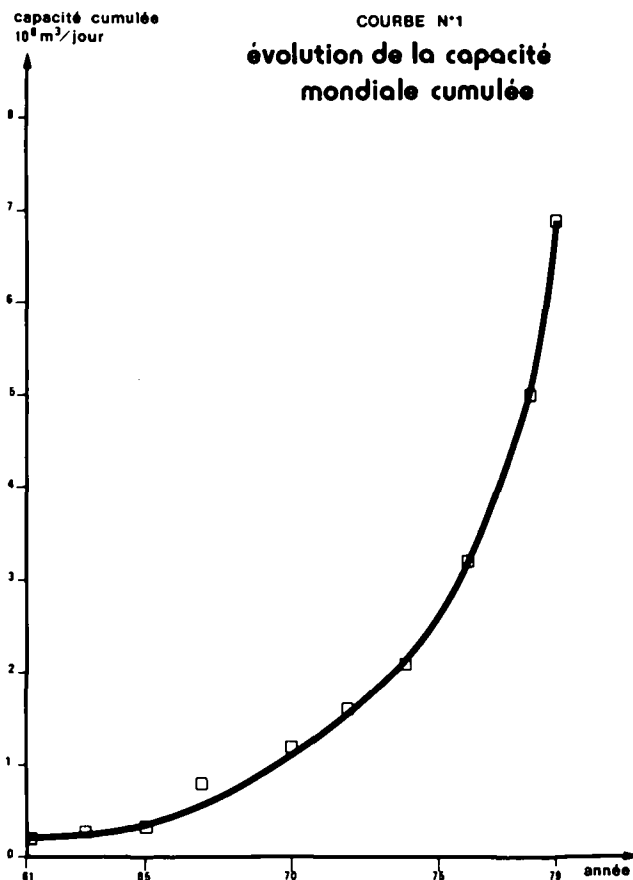
### 2 Le marché du dessalement: quelques caractéristiques

A la fin de l'année 1979 la capacité cumulée des usines construites depuis les années 50 et de celles ayant fait l'objet de commandes fermes, atteignait environ sept millions de  $m^3$  par jour, alors qu'elle était de l'ordre de 200000  $m^3$  par jour fin 1967 et de 1200000  $m^3$  par jour fin 1970 (voir courbe 1). Ces chiffres correspondent à une croissance moyenne du marché de 22% par an entre 1961 et 1970. On trouve pratiquement la même valeur entre 1970 et 1979. Le nombre d'installations construites ou commandées fin 1971 que nous avons recensées, est supérieur à 2500. Une analyse plus fine permet de constater, après un certain tassement entre 1973 et 1975, une accélération de la croissance du marché depuis 1976, avec un taux annuel moyen de 30%. Depuis la crise de l'énergie, le marché s'est concentré vers les pays du Moyen-Orient producteurs de pétrole, qui totalisent plus de 80% des commandes de ces dernières années et parmi ceux-ci l'Arabie Séoudite est en tête. Depuis 1976, les procédés à membranes et plus particulièrement l'osmose inverse, ont fait une percée importante, surtout pour le traitement des eaux saumâtres. Toutefois, la distillation continue à rester nettement en tête, essentiellement pour le dessalement de l'eau de mer.

Le tableau 1 donne la répartition de la capacité mondiale cumulée au 1er janvier 1980 par procédés (ont

été retirées les usines commandées avant 1960 considérées un peu arbitrairement comme n'étant plus en service).

Il faut considérer ces chiffres comme représentatifs, mais ne pas leur attribuer une valeur d'exactitude absolue car notre recensement mondial, qui, nous le pensons, s'est affiné progressivement, ne peut appréhender la totalité des installations, particulièrement celles de petites capacités dont l'existence n'est pas toujours connue. On constate que la distillation représente 75% et les procédés à membranes 25%, et que le procédé Multi-flash qui atteint 68% du total représente 91% de la distillation. Ceci est vrai en capacité mais pas en nombre d'usines. Pour les petites unités de distillation de l'eau de mer, on fait appel de moins en moins au procédé Multi-flash, et de plus en plus à des évaporateurs type HTME à simple ou multiple effet, avec recompression de vapeur. Le même tableau réalisé fin 1972 nous donne environ 90% d'installations de distillation et 10% d'installations à membranes.



Les projets connus depuis 1980 confirment à peu près les tendances précédentes. Il s'agit des usines dont la réalisation a été annoncée et dont l'étude a pu être confiée à une société d'ingénieurs-conseils, mais dont la commande n'a pas été passée. Nous avons recensé

**Tableau 1. Capacité mondiale cumulée au 1.1.1980**

Procédé		Capacité m <sup>3</sup> /J	%
Distillation	Multiflash	4690000	67.97
	LTV	235000	3.41
	Tubes submergés	67000	0.97
	Compression de vapeur	48000	0.70
	HTME	58000	0.84
	Divers	50000	0.72
Total Distillation		5148000	74.61
Membranes	Osmose inverse		
	1.	40000	0.58
	2.	1472000	21.33
	Electrodialyse	240000	3.48
Total membranes		1752000	25.39
Total Général		6900000	100

1. eau de mer.

2. eau saumâtre

1660000 m<sup>3</sup>/jour dont un peu plus d'un million de m<sup>3</sup>/jour pour l'Arabie Séoudite et 80% du total en distillation multiflash. Il faut toutefois remarquer que l'Arabie Séoudite est l'un des seuls pays à avoir publié un plan d'équipement en dessalement, et qu'il nous est impossible d'avoir connaissance de très nombreux projets pas encore publiés et qui peuvent concerner des installations de tailles petites ou moyennes.

### 3 Les procédés – leur évolution

#### 3.1 Distillation

Les procédés les plus anciens sont les procédés de distillation qui comportent de nombreuses variantes. Il est assez remarquable que la plupart de celles-ci avaient déjà été décrites ou entrevues au cours du siècle dernier. Les bouilleurs à multiples effets, la thermo-compression, les évaporateurs à longs tubes verticaux inventés par Paul KESTNER au début du siècle, les évaporateurs à faisceaux arrosés qui connaissent actuellement un développement assez important ne sont pas des nouveautés sur le plan de la conception. Toutefois, vers 1960, l'apparition du procédé Multiflash auquel il faut associer le nom du Professeur SILVER de l'Université de GLASGOW, a représenté une percée technologique et ouvert la voie aux grosses usines. Ce procédé employé actuellement pour toutes les grandes unités de dessalement d'eau de mer a permis de construire des évaporateurs pouvant avoir plus de trente étages dans lesquels l'eau de mer subit le phénomène d'autoévaporation (le flashing) à des températures et pressions décroissantes. Il a progressivement remplacé le procédé à faisceaux noyés à multiple effet pour les installations terrestres. Il a permis de faire passer la capacité unitaire des lignes de dessalement de quelques centaines de m<sup>3</sup> par jour dans les années 60 à environ 25000 m<sup>3</sup>/j, ce qui représente depuis dix ans une sorte de palier. Des études d'extrapolation à des installations unitaires de plus de 100000 m<sup>3</sup> par jour sont entreprises actuellement.

Si le procédé Multiflash a le monopole des installations de dessalement d'eau de mer de grandes tailles, on assiste actuellement à une percée du procédé à faisceaux arrosés (HTME) à simple ou multiple effet, avec recompression de vapeur par éjecteur ou compresseur mécanique. Plusieurs centaines de petites unités de plusieurs milliers de m<sup>3</sup> par jour.

On assiste depuis vingt ans à une fiabilité de plus en plus grande des installations de distillation de l'eau de mer; la disponibilité des usines qui était en moyenne de l'ordre de 50% dans les années 60, atteint ou dépasse 90%. Des progrès ont été faits dans le choix et l'assemblage des matériaux, dans les préventions de l'entar-

trage, dans l'instrumentation. Toutefois, un soin particulier doit être apporté à l'analyse de l'eau de mer à dessaler, et une évaluation doit être faite des risques de présence, même à l'état de traces, de métaux lourds, de composés sulfurés ou d'ammoniacal, par exemple dus à des rejets industriels au voisinage de la prise d'eau ou bien à des matières organiques en décomposition. Il peut s'en suivre des risques de corrosion des alliages à base de cuivre ou de nickel, largement employés en dessalement des eaux.

#### 3.2 Les procédés à membranes

L'osmose inverse et l'électrodialyse sont les deux seuls procédés utilisant des membranes à perméabilité sélective, qui sont arrivés au stade industriel et dont le marché, surtout pour l'osmose inverse, connaît actuellement un développement important. Apparus il y a une vingtaine d'années pour le premier et peut-être une trentaine pour le second, ils ont très vite distancé des procédés restés au stade du laboratoire comme la piezodialyse ou la dialyse simple. L'osmose inverse faisant l'objet d'un exposé particulier, je mentionnerai seulement le domaine pour lequel l'électrodialyse présente un intérêt certain. Il s'agit du dessalement des eaux saumâtres de faible salinité. Pour des eaux de salinité comprise entre 1 et 4 grammes par litre, par exemple, que l'on veut amener aux normes de potabilité de l'OMS, et qui ne sont pas trop "sulfatés-calciques", l'électrodialyse nous paraît à l'heure actuelle le meilleur procédé. Il s'agit, par exemple, des eaux saumâtres que l'on rencontre à proximité des côtes dans de nombreux pays chauds, et résultant d'un mélange d'eau de mer infiltrée et d'eau de précipitation. Les investissements et les coûts de fonctionnement peuvent être inférieurs à ceux de l'osmose inverse, le prétraitement est plus simple; les membranes échangeuses d'ions utilisées en électrodialyse sont plus résistantes à la température et à diverses agressions chimique (chlore libre) ou bactériologique, que les membranes d'osmose inverse. Ceci étant, la consommation d'énergie croît beaucoup plus vite si la salinité augmente, pour l'électrodialyse que pour l'osmose inverse, ce qui donne les limites du premier procédé. Par ailleurs, il est difficile avec l'électrodialyse d'obtenir une eau de salinité inférieure à 300-400 mg/l. Nous avons fait fonctionner sans aucune difficulté technique des électrodialyseurs avec de l'eau de mer, dans l'île de Port-Cros en Méditerranée, mais nous reconnaissons bien volontiers que, dans ce cas, ce n'est pas le procédé le plus économique. Nous constatons à regret que les maîtres d'ouvrages ou leurs ingénieurs-conseils spécifient rarement l'électrodialyse, même dans ses domaines d'application privilégiés. Ceci est probablement dû à une mise sur le marché prématurée de certaines installations d'électrodialyse, à de mauvaises choix du domaine d'application, et de mauvaises conditions d'exploitation qui ont amené quelques échecs. On pourrait faire le même constat pour tous les procédés.

#### 4 Le coût du dessalement

Il faut tout d'abord indiquer qu'il est très difficile de donner des coûts suffisamment précis sans une étude effectuée cas par cas et prenant en compte les conditions locales qui sont de deux ordres:

##### a) Conditions techniques

- salinité de l'eau à traiter
- salinité de l'eau désirée (fonction de sa destination)
- température, turbidité, matières en suspension
- composition chimique

- taille de l'installation
- source d'énergie disponible
- facteur de charge

#### b) Conditions économiques

- coût de l'énergie (thermique ou électrique)
- conditions de financement (taux d'intérêt)
- coût de la main d'oeuvre
- coût des produits chimiques (par exemple, en 1979, l'aide sulfurique à 66°B valait 0,40 F par kg en Europe et 1,40 F au Moyen-Orient).

De plus, les variations constatées dans le cours des matières premières comme de cuivre ou le titane, viennent rajouter un facteur d'incertitude. Les chiffres qui seront donnés ci-dessous n'auront donc qu'un caractère indicatif. Les trois éléments du coût de l'eau sont: la consommation d'énergie - le coût des investissements et leur méthode d'amortissement - l'entretien et l'exploitation.

## 4.1 Consommation d'énergie

Dans le cas de l'eau de mer standard (salinité 35 g par litre), l'énergie minimale de dessalement est de 0,7 kWh/m<sup>3</sup> pour un taux de conversion nul.

$$\left( \text{Taux de conversion} = \frac{\text{Quantité d'eau déminéralisée}}{\text{Quantité d'eau traitée}} \right)$$

Ce chiffre tout théorique, valable pour tous les procédés, suppose également que ceux-ci soient parfaitement réversible.

Dans la pratique, on consomme bien plus d'énergie car la réversibilité entrainerait des surfaces d'échanges de chaleur ou de transfert de masse infinies. Cette considération apparemment simpliste, laisse entrevoir que l'on peut optimiser toute installation de dessalement et faire diminuer la consommation d'énergie au détriment du coût des investissements et réciproquement.

### 4.1.2 Compression mécanique de vapeur

Il faut purement de l'énergie mécanique: 12 à 18 kWh par m<sup>3</sup> d'eau produite. Certains travaux indiquent que l'on pourrait descendre à 9 kWh/m<sup>3</sup>.

### 4.1.3 Electrolyse

Il faut du courant continu pour le transfert des ions et l'énergie de pompage. Au total, l'énergie consommée est de l'ordre de 0,8 kWh par kg de sel extrait.

### 4.1.4 Osmose inverse

La consommation dépend du taux de conversion, de la différence de pression entre la pression appliquée et la pression osmotique de l'eau à traiter, du rendement de la pompe. Il peut y avoir intérêt à récupérer l'énergie de la saumure rejetée au lieu de la détendre à travers une vanne.

## 4.1.5 Comparatif

Le tableau 2 donne un ordre de grandeur des consommations d'énergie des différents procédés. On a supposé un rendement du générateur de vapeur égal à 85% - un rendement du générateur d'électricité égal à 40%, soit, un rendement global de 2,5 thermies produites dans la chaudière pour 1 kWh.

Ces chiffres sont valables pour des usines multistage à simple fin. S'il y a une production d'électricité associée, on peut attribuer à la vapeur consommée une valeur énergétique plus faible car elle aura été turbinée pour produire du courant électrique avant d'être envoyée à l'usine de dessalement. Ceci jouera dans la dernière colonne du tableau.

## 4.2 Les investissements

On a pour habitude de scinder les investissements spécifiques (F par m<sup>3</sup>/j de capacité) en deux parties:

- coût de l'usine proprement dite (incluant, seulement pour les petites unités de distillation, à simple fin, le générateur de vapeur)
- frais du propriétaire comprenant les études préliminaires, le terrain et son aménagement, la prise d'eau en mer, l'infrastructure générale, la formation du personnel etc . . .

Ce dernier poste est très variable suivant la localisation de l'usine. Il a été évalué assez arbitrairement dans les tableaux qui vont suivre.

Nous avons vu que les investissements peuvent varier pour une même production d'eau suivant le rendement choisi pour l'installation. Celui-ci sera le fruit d'une optimisation prenant en compte le coût de l'énergie et son évolution dans le temps dans la mesure où elle est prévisible.

L'effet d'échelle est beaucoup plus important pour la distillation que pour les procédés à membranes. En distillation, il est particulièrement marqué jusqu'à 30000 m<sup>3</sup> par jour (taille des plus grandes lignes de distillation construites à ce jour), et devient faible au-delà.

La salinité de l'eau à traiter ne joue pas un grand rôle pour la distillation, mais intervient très nettement dans le cas des procédés à membranes.

Enfin, le coût des prétraitements de l'eau à dessaler faible en distillation peut devenir très important pour les procédés à membranes, et surtout pour l'osmose inverse, selon la nature de l'eau à traiter.

## 4.3 Exploitation et entretien

Ce poste est assez difficile à évaluer et variable avec la localisation de l'usine: le prix des réactifs, le coût de la main l'oeuvre, peuvent être très différents d'une région à l'autre.

Tableau 2

Procédés de dessalement		Différentes formes d'énergies utilisées			Energie totale exprimée en <sup>3</sup>	
		Thermique th/m <sup>3</sup>	Electrique kWh/m <sup>3</sup>	Th/m <sup>3</sup>	Kg fuel/m <sup>3</sup>	
Procédés de distillation	Simple effet <sup>1</sup>	550	+	?	550	55
	Multistage R=8	70	+	3	77,5	7,5
	Multistage R=14	40	+	5	52,5	5,25
	Compression de vapeur	0	+	16	40	4
	Compression de vapeur "avancée"	0	+	12	30	3
Osmose inverse Electrodialyse	sur eau de mer	0	+	12	30	3
	sur eau saumâtre	0	+	3	7,5	0,75
	eau saumâtre	0	+	3	7,5	0,75

<sup>1</sup> donné ici à titre de référence

<sup>2</sup> eau saumâtre à 2500 mg/l

<sup>3</sup> évaluation faite sur la base de 2,5 thermies/kWh (R # 35%)

<sup>4</sup> sans récupération d'énergie de la saumure rejetée

Il a été estimé en pourcentage des investissements avec une loi de décroissance selon la taille de l'usine allant de 10% pour une installation de 100 m<sup>3</sup>/j à 4% pour une usine de 100000 m<sup>3</sup>/j.

Dans le cas des procédés à membranes, le renouvellement des membranes est inclus dans l'ensemble des coûts d'exploitation et d'entretien.

## 4.4 Quelques résultats

Les chiffres suivants datent de 1979 et doivent être considérés comme des ordres de grandeur. Un certain nombre d'hypothèses ont dû être faites pour déterminer le coût de l'eau:

- durée d'amortissement : 15 ans pour les petites unités  
25 ans pour les grandes unités
- taux d'intérêt : 7%
- taux de performance ou rendement : 8
- prix de la vapeur basse pression : 10 F la tonne pour les petites installations à simple fin 5 F la tonne pour les installations à double fin à partir de 10000 m<sup>3</sup>/j
- prix de l'électricité : 0,15 à 0,10 centimes par kWh selon la taille.

**Tableau 3**

Dessalement de l'eau de mer par distillation				
- Capacité de production (m <sup>3</sup> /j)	100	1000	10000	100000
	simple fin		double fin	
- Investissements spécifiques (F par m <sup>3</sup> /j):				
. prix évaporateur monté	10000	7000	6000	4000
. frais du propriétaire	5000	3200	2000	1250
Total	15000	10200	8000	5250
- prix de revient de l'eau dessalée (F/m <sup>3</sup> )	13,5	7,3	5	3,2

Investissements spécifiques et coût de l'eau pour le dessalement de l'eau de mer par distillation

Des calculs faits à la même époque conduisaient, pour le dessalement de l'eau de mer par osmose inverse, à des investissements spécifiques et un coût de l'eau légèrement inférieur pour des unités de 100 et 1000 m<sup>3</sup> par jour. Ils doivent être considérés avec prudence dans l'attente d'un recul suffisant, pour pouvoir juger avec

plus de certitude du fonctionnement de telles unités sur eau de mer.

**Tableau 4**

Dessalement d'une eau saumâtre à 2,5 g par litre osmose inverse ou électrodialyse				
Capacité de production/m <sup>3</sup> /j	10 <sup>2</sup>	10 <sup>3</sup>	10 <sup>4</sup>	10 <sup>5</sup>
Investissements spécifiques F/m <sup>3</sup> /j:				
. unité de dessalement	3000	1600	1000	800
. prétraitement	900	650	420	300
. frais du propriétaire	1000	500	400	300
Total	4900	2750	1820	1400
Prix de revient du m <sup>3</sup> d'eau en F	4	2	1,5	1

Investissements spécifiques et coûts de l'eau pour le dessalement de l'eau saumâtre à 2,5 g/l par les procédés à membranes

Nous avons dans le tableau 4 pris des coûts équivalents pour l'électrodialyse ou l'osmose inverse. On pourrait admettre que le prétraitement est moins coûteux pour l'électrodialyse si la composition de l'eau à traiter est convenable, et obtenir, pour le cas choisi d'une eau assez peu minéralisée, des coûts inférieurs.

## 5 Conclusion

Le coût du dessalement de l'eau de mer n'a pas suivi la tendance annoncée, il y a quinze ans, d'une forte baisse due à la croissance de la taille des installations et aux perfectionnements techniques. On a plutôt constaté une certaine croissance des investissements en moyenne constante. La forte augmentation du coût de l'énergie et des matières premières en est responsable. Par contre, les techniques de dessalement ont fait progressivement la preuve de leur fiabilité et permettent de traiter des eaux saumâtres peu minéralisées à des coûts attractifs.

De très grands projets ont vu le jour comme l'usine de dessalement par osmose inverse du Colorado (capacité 360000 m<sup>3</sup>/j) ou l'usine de dessalement d'eau de mer de près d'un million de m<sup>3</sup> par jour d'Al Jobail en Arabie Séoudite.

Des travaux nombreux sur l'emploi des énergies renouvelables, soleil et vent, et quelques réalisations à petite échelle, doivent mériter notre attention.

## 6 Remerciements

L'auteur remercie Mm. Maurel et Al Abayaji (Commissariat à l'Energie Atomique) pour leur contribution à ce texte.

## Summary Evaluation report on desalination

Following a brief review of background, the paper presents the conclusions of a market study spanning developments over the last 20 years and including 2,500

desalination plants, then going on to discuss the development of processes, with outlines of their general features.

Desalination cost in application of various processes is examined and the main parameters influencing it are stated. Finally, some examples of recently completed projects are given.

## Status of reverse osmosis technology

by J. C. Schippers

The Netherlands Waterworks' Testing and Research Institute KIWA N.V., The Netherlands

### 1 Introduction

Reverse osmosis is a relatively young technology which over the last ten years has developed into a well established method for the desalination of brackish and salt water. The impetus for this development was provided by Reid of the University of Florida. In 1950 he was the first to demonstrate the possibility that the phenomenon of osmosis in the reverse direction could be used to desalinate water. This was more than two hundred years after Nollet first discovered osmosis in 1748.

Osmosis is a natural process which occurs in all living cells. In this process aqueous solutions of different salt concentrations are separated by a semi-permeable membrane. Semi-permeable means that water can pass through the membrane but not salt. As it occurs pure water diffuses through the membrane to the solution with the highest salt concentration. This process can be reversed if a pressure is applied to the solution with the highest concentration equivalent to the difference in osmotic pressure between the two solutions. In this case reverse osmosis occurs and pure water is separated from salt water. Serious studies were carried out on the use of this phenomenon for brackish- and sea water desalination since in 1953 the Office of Saline Water of the U.S. Department of the Interior provided the first grants for such research.

In 1960 Loeb and Sourirajan succeeded in developing cellulose acetate membranes which were in use in practice<sup>1</sup>. But it was not until 1967 that the first commercial plant was built. From then on reverse osmosis scored a large number of successes in the field of water desalination for supplying drinking water and industrial water. In 1971 the first plant, although of low capacity, for supplying public drinking water was put into operation in Greenfield (U.S.A.)<sup>2</sup>.

In Table 1 the development of reverse osmosis technology is illustrated by means of the capacities of the plants in operation and/or under construction in the last ten years<sup>3</sup>. The capacities given in this table apply to plants processing a brackish water input. Sea water reverse osmosis plants are at the moment very limited. Their operating capacity at the moment is estimated to be about 40 000 m<sup>3</sup>/day.

### 2 Principles

The operation of a reverse osmosis membrane can be explained quite simply using the model described by Sourirajan<sup>1</sup>. This model supposes that the mechanism of the process is based to a large extent on that of a sieve. The operation of the sieve is determined by the pore size in the membrane and the size of the ions and molecules in the water. In this context the extent to which water and the material dissolved in it is adsorbed onto the membrane is important. Water is more easily adsorbed in the majority of cases than salts. As a result a thin layer of pure water about 1 nm thick forms on the membrane. If the size of the membrane pores is less than twice the

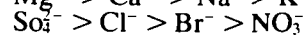
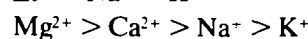
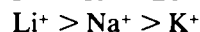
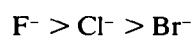
Table 1. Estimated status of stationary land based reverse osmosis systems<sup>3</sup>

Years	Yearly installed capacity
1968	400 m <sup>3</sup> /day
1969	3.800
1970	14.000
1971	21.100
1972	34.900
1973	52.100
1974	94.300
1975	71.800
1976	324.500
1977	415.100
1978	528.300
total	1.560.300 m <sup>3</sup> /day

thickness of this layer then only pure water can pass through the membrane. This mechanism is illustrated in Figure 1.

This is a simplified picture and in practice the extent to which the ions are rejected depends not only on the pore and ion sizes but also on the type of material used for the membrane and on the type of ion.

For a cellulose acetate membrane the extent to which ions are rejected is in the order given below<sup>4</sup>:



Undissociated organic compounds of low molecular weight are less rejected than salts. This results from the fact that organic material is more readily adsorbed onto the membrane than salts. Cellulose acetate membranes exhibit negative rejection of phenol. It follows that for organic compounds of a similar type the higher their molecular weight the more easily they are rejected.

The operation of a membrane is characterised by its rejection for solutes and its permeability to water. For rejection the following equation is used:

$$R = \frac{C_m - C_p}{C_m} \cdot 100\%$$

where:

R = rejection

C<sub>m</sub> = concentration at the membrane

C<sub>p</sub> = concentration in the product

The rejection of a specific compound is governed by the factors already mentioned and by the pressure applied. The higher the pressure applied the higher the rejection. This results from the fact that the water flux increases at high pressure but the solute transport through the membrane is practically independent of this flux. This arises because the solute transport through the membrane occurs almost exclusively by diffusion. The result of increasing the pressure is that the same quantity of solutes comes through but in a larger amount of product water so that higher rejection is achieved. This effect is illustrated in Figure 2. Here the rejection of a cellulose acetate membrane is given as a fraction of the water flux<sup>5</sup>.



The water permeability is defined as:

$$A = \frac{F}{P - \pi}$$

where:

- A = permeability constant for water for the membrane
- F = water flux through the membrane
- P = applied pressure differential across the membrane
- $\pi$  = osmotic pressure differential across the membrane

The permeability constant is inversely proportional to the viscosity of the water.

In the above equation the influence of osmotic pressure on the water flux is clearly expressed. For a brackish water input of 1000 mg/l salt content the osmotic pressure is only about 80 kPa (0.8 bar). For sea water of salt content 35.000 mg/l the osmotic pressure is about 2,7 MPa (27 bar) and is of considerable importance.

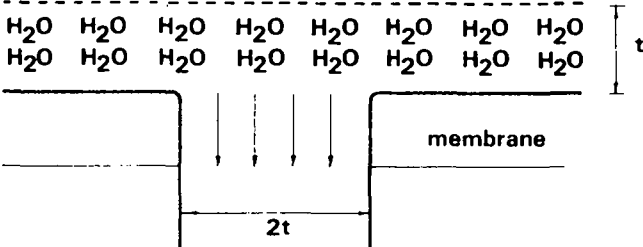
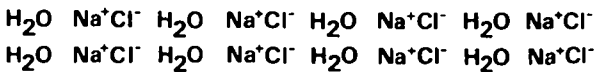
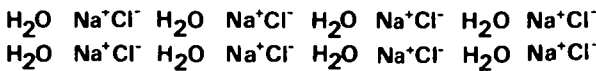


Fig. 1. Schematic representation of the reverse osmosis mechanism<sup>1</sup>.

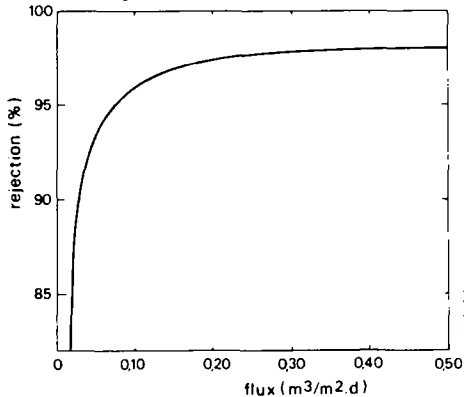


Fig. 2. Relation between rejection and water flux for a cellulose acetate membrane<sup>5</sup>.

### 3 Membranes

Since Loeb and Sourirajan developed the first membranes of practical importance in 1960 membranes have been developed with considerably improved properties. These improvements mainly comprise a more favourable relationship between salt rejection and water permeability. The development of membranes has been and still is directed towards the production of two different types. There are firstly a type that is suitable for the desalination of brackish water with a 90-98% rejection and a second type which converts sea water into a product with a salt content less than 500-1000 mg/l TDS for which a rejection of 98.5% or above is necessary.

In Figure 3 the developments in seawater membrane performance since 1960 are outlined making use of published data. Brackish water membrane performance has developed in the same way. In practice water fluxes of 0.1-1 m<sup>3</sup>/m<sup>2</sup>.d (0.4-4 cm/h) for both brackish water and sea water membranes have been realized. The most

important advances were made possible on the one hand by the improvement in asymmetric membranes, a group to which those made by Loeb and Sourirajan belong, and on the other hand, by development of composite membranes. Asymmetric membranes comprise homopolymers e.g. polyamide and cellulose acetate. These membranes consist of thin dense skin supported on a porous matrix of the same material. In Figure 4 a schematic diagram is given of a cellulose acetate membrane.

After the discovery of asymmetric membranes composite membranes were developed. Figure 5 shows the construction of such a membrane. It consists of a thin barrier layer applied to a porous substrate and another material.

The first composite membrane was developed at the North Star Research Institute (USA) in 1972 and is known as the NS-1 membrane<sup>10</sup>. In this case, polysulphone was used as the porous support material and the membrane barrier layer was produced by interfacial polycondensation of polyethyleneimine and toluene - 2,4 - diisocyanate.

This membrane showed no improvement over the existing asymmetric membranes. However, thanks to considerable advances made since then, these composite membranes have now been on the market some time. Together with high salt rejection and permeability the following properties are of great importance.

- Resistance to compaction
- Resistance to fouling
- Resistance to biodegradation
- Resistance to free chlorine and other chemicals
- Wide range of pH stability
- Stability at high temperature
- Wet-dry reversibility.

The main problem in developing better membranes is to combine all these properties in one membrane - a task that is far from simple especially the combination of resistance to biodegradation and free chlorine plus a wide range of pH stability. The membranes on the

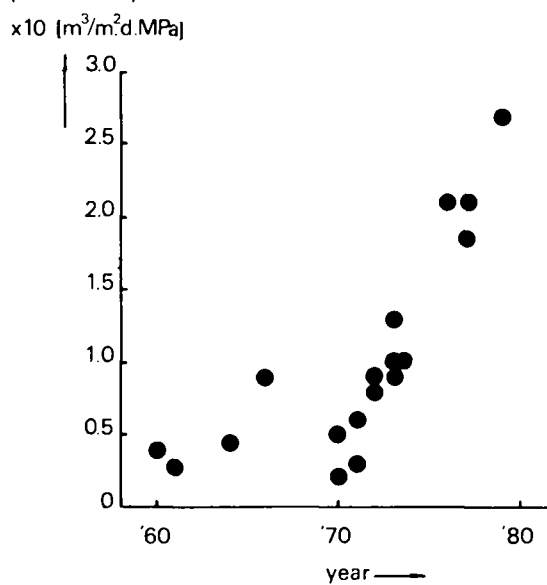


Figure 3. Development of seawater membrane performance

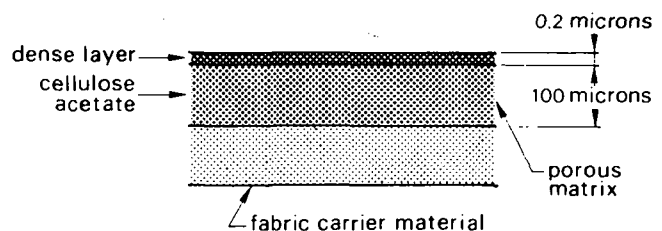


Figure 4. Asymmetric membrane.

market at the moment, either have a high resistance to biodegradation, are stable over a wide pH range (e.g. polyamides), or have a high resistance to free chlorine (cellulose acetates).

The recently developed FT-30 composite membranes which are not yet on the market are much more promising in this respect<sup>11</sup>.

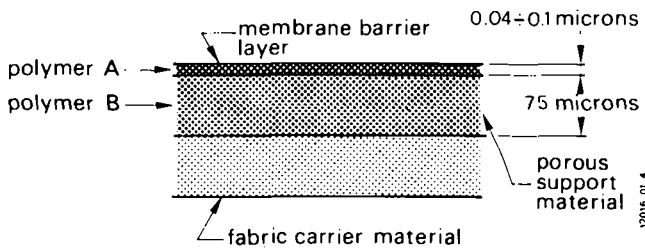


Fig. 5. Thin-film composite membrane.

## 4 Concentration polarisation

In reverse osmosis water is forced through a membrane while dissolved solids and colloidal and suspended matter are rejected. These compounds build up by the membrane. They are carried away from the membrane by diffusion. In this way a situation arises where the concentration of certain compounds is higher by the membrane than in the rest of the water. This phenomenon is known as concentration polarisation. The ratio between the concentration at the membrane and that in the rest of the water is known as the concentration polarisation factor<sup>6</sup>. The extent to which this phenomenon occurs is determined by the diffusivity of the particles and the hydrodynamic conditions at the membrane. Low diffusivity, high water flux and a low linear velocity along the membrane serve to reinforce this phenomenon. In practice this phenomenon has the following disadvantages:

- a reduction in water flux as a result of an increase in osmotic pressure at the membrane resulting from an increase in salt concentration;
- an increase in the salt content of the product as a result of the increase in salt content at the membrane;
- a reduction in water flux as a result of precipitation of compounds of lower solubility at the membrane if the solubility product of the compound is exceeded;
- a reduction in water flux as a result of the deposition of colloidal and suspended compounds.

The following methods are used to minimise the effects of concentration polarisation:

- improvement of mass transfer at the membrane by increasing the linear velocity along the membrane and/or using turbulence promoters;

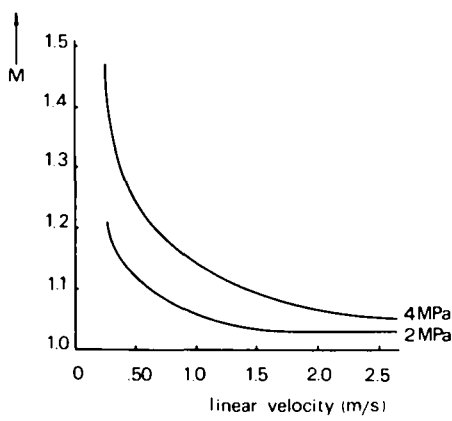


Fig. 6. Concentration polarisation factor ( $M$ ) as a function of the linear velocity in a tubular membrane<sup>7</sup>.

- reduction of the water flux by lowering the operating pressure or by using membranes with a lower water permeability.

The effect of the linear velocity along the membrane and the pressure on the concentration polarisation factor is illustrated in Figure 6. The concentration polarisation factor for sodium chloride is given for a tubular cellulose acetate membrane ( $d = 1.2 \text{ cm}$ )<sup>7</sup>.

## 5 Membrane devices

Membranes consist of organic polymers of thickness 0.1-0.3 mm. Material of this thickness cannot usually withstand the comparatively high pressure of 1.0-7.0 MPa (10-70 bar). To try to solve this problem a number of different membrane devices have been developed. The four most important devices are:

- tubular device
- hollow fibre device
- spiral wound device
- plate and frame device.

### Tubular device

In this the membrane is fitted inside a porous carrier of non-woven polyester or paper in the form of a tube. This carrier is placed in a pressure resistant tube perforated to allow the product through. Water moves from the inside of the tube to the outside.

In order to obtain a high packing density a number of tubes are placed close together and flange interconnected. This unit is known as a module.

### Hollow fibre device

The membranes in this system consist of hollow fibres of thickness 0.1-0.3 mm. The fibre bundles terminate in moulded plastic flanges. Such a bundle is placed in a pressure vessel of glass fibre reinforced plastic. The whole unit is called a permeator. The water in a permeator moves from the outer surface of the fibres to the inside. Figure 7 gives an idea of this device.

### Spiral wound device

This device is built up from two flat membranes laid together and glued on three sides to form an envelope. The open side of the envelope is fixed over an opening found along the length of a tube. Membranes with spacers are wrapped around the tube to form an element. One or more of these elements is then fitted inside a pressure vessel of glass fibre reinforced plastic.

The feed water flows lengthwise in an element along the membrane. The product flows into the central tube through the porous material between the membranes. Figure 8 illustrates a spiral wound element.

### Plate and frame device

The principles of this device are practically the same as those of the spiral wound device. One substantial difference however is that the membranes are not spirally wrapped but are laid flat inside a frame.

The tubular and plate and frame device are those most commonly used in industrial processes where valuable products are concentrated and/or effluent purified.

Most brackish and sea water reverse osmosis plants are equipped with hollow fibre or spiral wound elements.

The success of the hollow fibre devices is largely attributable to its large membrane area per unit volume, about  $10,000 \text{ m}^2/\text{m}^3$ . This factor is respectively 10 and 100 times lower for the spiral wound and tubular devices. The large membrane area which can be achieved in a

permeator has the advantage that an acceptable capacity is reached even with membranes of relatively low permeability.

Spiral wound elements are available with diameters of 5, 10, 15 and 20 cm and a length of 30 to 100 cm. Elements with a diameter of 30 cm and a length of 150 cm are being developed.

Hollow fibre permeators are obtainable with approximately the same diameter and length 150 cm.

The capacity per element and per permeator is between a few litres per day and 80 m<sup>3</sup>/day.

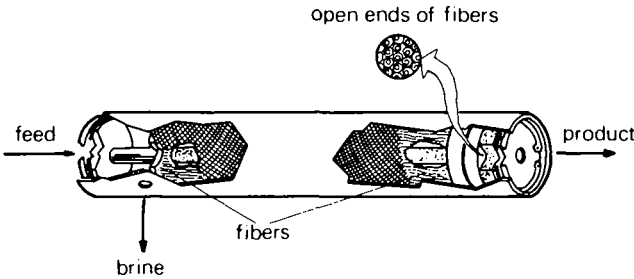


Fig. 7. Hollow fibre permeator.

## 6 Recovery

The part of the water converted to product in an element, permeator or complete plant is referred to as the recovery.

The recovery in an element or permeator is limited in that the velocity with which the water flows along the membrane surface must not drop below a specific value in order to maintain the concentration polarisation at an acceptable level. The maximum obtainable recovery per element is about 20% and per permeator about 60%. A

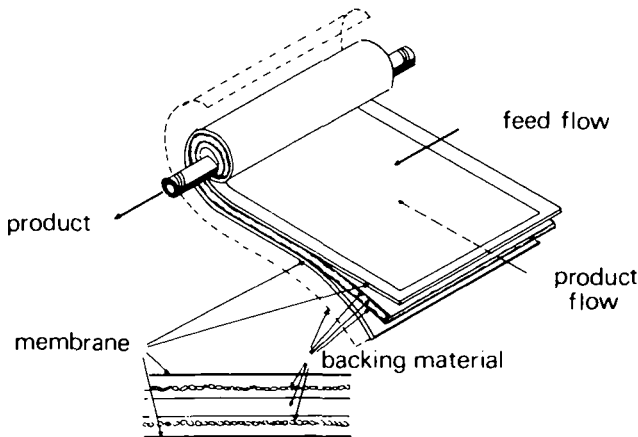


Fig. 8. Spiral wound element.

similar conversion percentage has its disadvantages in that a relatively large amount of the feed water is lost so that a large part of the energy put in as pressure remains unused. To attain a sufficiently high recovery one or more elements are placed in series. The larger the amount of feed water converted to product the more the linear velocity along the membrane drops. To maintain the linear velocity at a sufficiently high level a type of "Christmas tree" arrangement is used in which the number of parallel mounted elements reduces as the recovery increases. The recovery of the plant is limited anyway by the deposition of salts, colloids and suspended matter onto the membrane. Pretreatment of the feed water can solve this problem to a large extent.

For feed water with a high salt content such as sea water the limiting factor is the increase in osmotic pressure caused by an increase in recovery.

A disadvantage of high recovery is that the quality of the product is lowered.

In practice a maximum recovery of 90% is attainable when processing brackish water and about 30% for processing sea water.

## 7 Energy consumption

Energy consumption is one of the most important factors determining costs in reverse osmosis. To separate pure water from salt water energy is required whichever method is used. The energy requirement is at a minimum when the process takes place completely reversibly from the thermodynamic point of view. The amount of the energy depends on the salt concentration and on the recovery. In Figure 9 this relationship is given for sea water (TDS = 33.000 mg/l) and brackish water (TDS = 1000 mg/l). From this figure it can be calculated that the minimum separation energy for desalination of sea and brackish water is respectively 0.7 kWh/m<sup>3</sup> (2.6 MJ/m<sup>3</sup>) and 0.02 kWh/m<sup>3</sup> (0.8 MJ/m<sup>3</sup>).

In practice a multiple of the theoretical value is needed since the processes run to a large extent irreversibly from the thermodynamic point of view. For reverse osmosis especially it should be noted that the conversion efficiency from primary to mechanical energy is barely 30 to 40%.

The energy consumption in reverse osmosis can be minimised by applying a minimum pressure differential across the membranes. To make this possible a large membrane area is necessary. This results in high investment per m<sup>3</sup> of installed capacity. The combination of applied pressure and membrane area is chosen in such a way that the sum of energy and investment costs is at a minimum.

The energy required for the production of 1 m<sup>3</sup> water is obtained from the equation:

$$E = \frac{0.275 P}{\eta_p \cdot Y}$$

where:

- E = energy per m<sup>3</sup> product (kWh/m<sup>3</sup>)
- 0.275 = energy required to raise the pressure of 1 m<sup>3</sup> water to 1 MPa (kWh/m<sup>3</sup> MPa)
- P = pressure (MPa)
- $\eta_p$  = efficiency of pump with driver
- Y = recovery.

The energy consumption can be improved by recovering energy from the brine by turbine. Such a turbine can be mounted on the shaft of the high pressure pump. Electrical energy can be generated from the turbine using a generator.

The energy consumption during turbine operation is:

$$E = \frac{0.275 P}{\eta_p \cdot Y} - 0.275 \cdot \frac{(1 - Y)}{Y} (P - \Delta P) \eta_t$$

where:

- $\Delta P$  = brine fluid pressure loss through the plant
- $\eta_t$  = turbine/generator efficiency

Pressures of 2.8 to 3.5 MPa (28 to 35 bar) and 5.6 to 7.0 MPa (56 to 70 bar) are applied in processing brackish water and sea water respectively. The most recently developed membranes enable brackish water to be desalinated at a pressure of 1.4 MPa (14 bar). The application of sea water membranes which require pressures less than 5.6 MPa has not yet been tested. Special account has to be taken of the limits set by the osmotic pressure of the sea water on what is attainable.

The review of the energy consumption of the high pressure pump is given in Table 2 for processing brackish and sea water under different conditions. From this

overall picture it is seen that the effects of energy recovery are especially apparent in processing sea water. The first plant employing energy recovery was built recently in Porto Santo in Madeira (Spain). This plant has a capacity of 500 m<sup>3</sup>/day and comprises four units. The brine from three units is used to drive the pump of the fourth unit via a turbine.

At present the majority of sea water reverse osmosis plants are not equipped with turbines so that their energy consumption is about 8-11 kWh/m<sup>3</sup>. This value can be reduced to 4.5-5.5 kWh/m<sup>3</sup> as soon as pumps and turbines are available which have a high efficiency for different capacity ranges. At present, however, there is only a limited range of these.

In Table 3 the energy consumption of the reverse osmosis process in brackish and sea water is compared with that of the multi-stage flash process. From this it is seen that the reverse osmosis process is especially economical for brackish water desalination. For sea water the difference is not so marked but if energy recovery is employed it is substantial.

**Table 2. Reverse osmosis specific energy consumption**

feed water	pressure MPa	recovery	energy consumption	
			no energy recovery kWh/m <sup>3</sup>	energy recovery kWh/m <sup>3</sup>
brackish water	1,4	0,50	1,10	0,82
		0,75	0,73	0,63
		0,85	0,65	0,61
	2,8	0,50	2,20	1,61
		0,75	1,46	1,25
seawater	5,6	0,20	11,0	6,1
		0,25	8,8	5,1
		0,30	7,3	4,5
	7,0	0,20	13,8	7,7
		0,25	11,0	6,4
		0,30	9,2	5,6

Assumptions:

pump/driver efficiency = 0,70

recovery turbine/generator efficiency = 0,80

brine fluid pressure loss through the plant:

ΔP (MPa)	0,04	0,06	0,07	0,13	0,23	0,45
Y	0,20	0,25	0,30	0,50	0,75	0,85

**Table 3. Energy consumption R.O. and M.S.F. process**

Process	primary energy MJ/m <sup>3</sup>		
	pumping power	heat	total
Multi Stage Flash (Dual purpose)	30- 50	100-200	130-250
Seawater Reverse Osmosis			
no energy recovery	80-110	—	80-110
with energy recovery	45- 80	—	45- 80
Brackish water reverse osmosis	15- 40	—	15- 40

Heat of combustion of oil is about 40 MJ/kg. World market price crude oil is about \$0,25/kg.

## 8 Membrane problems

The problems which arise in the reverse osmosis process manifest themselves in three ways

- a reduction in water flux
- a reduction in salt injection
- an increase in the pressure drop across the membrane device.

There are three main causes of these problems

- compaction
- degradation
- fouling.

Proper pretreatment can solve these problems completely or partly. Moreover chemical cleaning of the membranes is a generally applied procedure to restore the membrane performance.

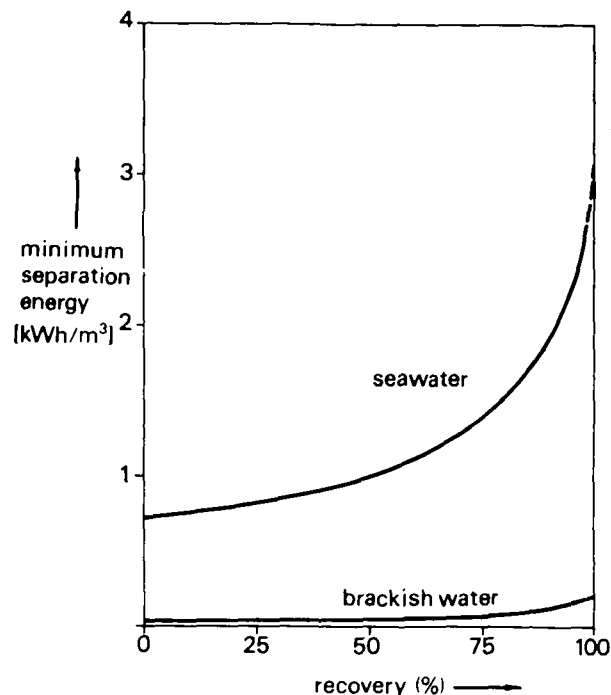


Fig. 9. Minimum separation energy for brackish water and seawater.

### Compaction

Compaction arises as a result of the relatively high pressure to which membranes are exposed. The porous structure means that the membranes do not show complete resistance and are somewhat compressed. As a result the permeability decreases in the course of time. This phenomenon is described by the equation:

$$A_t = A_0 t^m$$

where:

$A_0$  = initial permeability

$A_t$  = permeability at time  $t$

$t$  = time (days)

$m$  = compaction slope.

The compaction slope increases the higher the applied pressure and temperature. The type and structure of the membrane naturally likewise affect the level of the compaction slope. Problems may arise at temperatures above 30-35°C for the present-day membranes.

### Degradation

Membranes can be degraded under the effect of:

- acid and/or base (low and/or high pH)
- bacteria
- chlorine
- detergents
- solvents
- high temperatures.

The membrane material can hydrolyse under the influence of acid and/or base. This is the case especially for cellulose acetate. Cellulose triacetate is less susceptible while polyamides are stable over a wide pH range. In addition it is evident that cellulose acetates can be attacked to a considerable degree by bacteria whereas polyamides are to a large extent resistant. On the other hand, cellulose acetates are highly resistant to chlorine while polyamides are not entirely so. Frequent use of detergents shortens the lifespan since these also, in general, attack the membranes. For polyamide membranes post-treatment chemicals have been developed to restore salt rejection if the attack has not been too severe.

There are no general rules concerning attack by solvent since little is known about the subject and, in any case, the selection is so very wide.

## Fouling

Membrane fouling occurs through deposition of the following materials:

- suspended matter such as:
  - . ferric hydroxide, manganese dioxide
  - . clay and sand particles
  - . bacteria
  - . algae
  - . detritus (breakdown products from bacteria, algae, plants and higher organisms)
- colloidal matter such as:
  - . oil
  - . ferric hydroxide, manganese dioxide, aluminium hydroxide
  - . clay, silica
  - . organic polymers (detritus)
  - . sulphur (formed by biochemical oxidation of hydrogen sulphide)
- dissolved substances of low solubility such as:
  - . inorganic salts e.g. calcium sulphate, calcium carbonate, calcium fluoride, strontium and barium sulphate
  - . silica.

The degree to which membrane fouling occurs depends on:

- the concentration of substances present
- the stability e.g. the zeta potential of colloids
- the concentration polarization factor
- the water flux through the membrane
- the linear velocity along the membrane
- the type of membrane device.

A high colloidal stability and a high linear velocity along the membrane reduce the degree to which membrane fouling occurs. The factors such as concentration, concentration polarisation and water flux promote the deposition of matter.

When considering the membrane devices it is evident that tubular membranes are least easily fouled. Hollow fibre and spiral wound membrane devices, however, are much more susceptible but considerably cheaper. The problem of fouling manifests itself in the latter devices mainly as an increase in pressure over the whole system and a reduction in water flux. In general these devices require a much more thorough pretreatment than tubular membranes. The extra costs involved are generally at such a level that the use of hollow fibre or spiral wound devices combined with comprehensive pretreatment still have the advantage in most cases over tubular devices combined with limited pretreatment. This is why the vast majority of installed reverse osmosis capacity which comes into consideration is of the hollow fibre or spiral wound type. Tubular devices are used where water with a very high fouling potential such as industrial waste water is to be processed.

## 9 Pretreatment

The pretreatment needed in a specific situation is determined by the type of membrane, the membrane device, the quality of the raw water and the recovery.

The quality of the raw water is determined to a large extent by its origin. Potential sources for reverse osmosis systems can be divided into two general groups: surface water and ground water. The main difference between these two sources is their suspended solid and colloid contents. Ground water normally flows through porous media during which a natural filtration and removal of suspended and colloidal material takes place. This process does not occur with surface water so that this water can have a high content of such solids. Iron and manganese can be present in both ground and surface water.

## Sources

The most important types of raw water which can be considered for drinking water and industrial water supply<sup>12</sup>, are:

### Surface water

- . river and lake waters
- . agricultural run-off
- . industrial waste streams
- . municipal waste streams
- . sea water.

### Ground water

- . brackish water
- . sea water
- . agricultural tail waters
- . ground water contaminated by industrial processes.

## Processes

Processes which are suitable for pretreatment of the above raw water and are applied are given in Table 4. These techniques with a few exceptions such as "in line coagulation" and ultrafiltration are already used in the production of drinking water and industrial water. The established requirements for reverse osmosis feed water are different to those established for drinking water and industrial water and so the operating conditions have to be adjusted accordingly.

The requirements with regard to:

- temperature
- pH range
- chlorine content
- low solubility substances e.g. CaCO<sub>3</sub>

depending on the membrane system and membrane material, are reasonably well established.

The situation with regard to colloids and suspended matter is less clear. The Silt Density Index or Fouling Index is taken as an indicator for hollow fibres. This index given the rate at which the water under consideration clogs a 0,45 µm membrane filter at a pressure of 210 kPa (30 psi)<sup>13</sup>.

Turbidity is made use of as a parameter for spiral wound membranes. Following the manufacturer's recommendations for Silt Density Index and turbidity does not necessarily guarantee that the membranes will not foul up at an unacceptable rate. The reason for this is

**Table 4. Pretreatment processes for R.O. feedwater**

Phenomena	Processes
<i>Compaction</i>	
. temperature	cooling
<i>Degradation</i>	
. temperature	cooling
. pH	dosage acid/base
. chlorine	dosage sodiumbisulfite
. bacteria	activated carbon filtration
	ultraviolet radiation
	chlorination
	sodiumbisulfite shock treatment
. organic solvents	activated carbon/dosage or filtration
<i>Fouling</i>	
. coarse materials	screening
. suspended solids	sedimentation filtration
	(green) sand, dual media multimedia,
	diatomaceous cartridge filtration
. suspended/colloidal solids	coagulation + sedimentation/flotation
	in line coagulation (dosage polyelectrolyte
	+ greensand filtration)
	ultrafiltration
. bacteria	see degradation
. algae	dosage coppersulfate see suspended
	and suspended/colloidal solids
. calciumcarbonate	dosage acid
. calciumcarbonate/sulfate	softening by ionexchange, lime,
	sodiumhydroxide, sodium carbonate.
	dosage anti scalant
. ferrous/manganous	dosage KMnO <sub>4</sub> + (green) sandfiltration
	catalytic filtration
. silica	coagulation with Fe (III) Al (III) + sed.

the fact that the parameters mentioned are not related in any fundamental way to the fouling mechanism. the recently developed Modified Fouling Index offers further possibilities in this connection but little experience with it has yet been gained. Despite the difficulties associated with the Silt Density Index and turbidity these parameters are nonetheless of great practical use<sup>14</sup>.

**Table 5. R.O. feedwater requirements**

	cellulose acetate		polyamide	
	spiral wound	hollow fibre	spiral wound	hollow fibre
pH range	4,0-6,0	4,0-7,5	4,0-11,0	4,0-11,0
temperature max.	30°C	35°C	35°C	35°C
chlorine max. mg/l	1,0	1,0	0,0	0,0
turbidity max. F.T.U.	1,0	1,0	1,0	—
SDI max.	—	4	—	3

### Pretreatment Requirements

In Table 5 the feed water requirements are summarised together with the recommendations of different manufacturers which are also aimed at guaranteeing the operating life of the membranes.

To discuss the advantages and disadvantages would be beyond the scope of this report. This report is therefore confined to some representative examples given in the chapter Plants.

### Membrane Life

A lifespan of three years or more has appeared to be possible in practice as long as pretreatment is appropriate and operation is adequate. Some plants have been in operation for more than five years without membrane replacement.

## 10 Post-treatment

The reverse osmosis product water is extremely corrosive towards materials such as steel, galvanised steel, cast iron, copper, copper alloys, lead, asbestos cement and concrete. Pipes and fittings in distribution systems and domestic systems which are made of the above materials are severely attacked by reverse osmosis product water.

This corrosiveness results from

- the low pH value of the feed water resulting from the acid dose usually applied
- the high rejection for calcium and hydrocarbonate ions of the membranes
- the absence of any carbon dioxide rejection of the membranes.

The reverse osmosis product water has then usually a low pH as well as low calcium and hydrocarbonate contents and a relatively high carbon dioxide content.

To neutralise the corrosiveness of this type of water the following techniques and combinations of these techniques are used:

- addition of lime, sodium hydroxide and sodium (hydro) carbonate
- filtration through crushed limestone (possibly in combination with dosage of carbon dioxide) and neutralite
- blending with water with a relatively high calcium and hydrocarbonate content.

Disinfection of the reverse osmosis product should not in principle be necessary since protozoa, bacteria and viruses are completely removed. Nevertheless water that is to be distributed as a drinking water is usually treated with chlorine for reasons of safety.

## 11 Plants

Since the first commercial plant was put into operation the number and capacity of plants has increased considerably. The operation of these plants was certainly not trouble free at first. This was mainly caused by problems in plant design, pretreatment and operator training. Since the solutions arrived at in practice to these problems differ considerably, an outline of the situation can best be illustrated by examples.

### Surface Water

#### Manassas (USA)

In 1972 a plant was put into operation by the Federal Systems Division of IBM at Manassas as part of a system for the preparation of demineralised water for semiconductor manufacture<sup>15</sup>. The plant has a capacity of 1000 m<sup>3</sup>/day and is equipped with polyamide hollow fibre permeators. At the outset the plant was fed with well-water and no problems arose. Subsequently a switch was made to surface water which was alum coagulated by the city. From then on problems arose through the flocculation of aluminium hydroxide as a result of the acid dosing of feed water just upstream of the reverse osmosis system to prevent calcium carbonate precipitation. In the summer of 1975 the colloid content of the feed water rose to such a level that the permeators had to be chemically cleaned every day and replaced after two and a half months. After research by the user and manufacturer the problem was solved by using the newly developed technique of "in line coagulation" which employs a cationic polyelectrolyte and an aluminium silicate filter medium.

#### Kashima Japan

The Kashima Steel Works has, since 1971, operated a number of plants for the preparation of high quality water from Lake Kitaura<sup>16</sup>. The capacity was increased from 3000 m<sup>3</sup>/day in 1971 to 13 600 m<sup>3</sup>/day in 1975. The plants are equipped with spiral wound elements of cellulose acetate of diameter 10 cm. Recovery reaches 75-80%. As pretreatment the following processes are at present used in succession.

- heating with waste heat from cooling water
- chlorination
- coagulation with aluminium sulphate + sedimentation
- dosing with activated carbon powder (in emergency)
- multi-media filtration
- sand filtration (in emergency)
- acidification
- dosing with scale inhibitor
- chlorination
- cartridge filtration.

The facility for dosing activated carbon is used to remove certain kinds of chlorinated organic compounds which are found to cause serious attack of the membranes.

In the eight years that reverse osmosis has been in operation at Kashima Steel Works problems in addition to those already mentioned have arisen from attack by bacteria and fouling of the membranes by colloids. The pretreatment process in use at the moment was developed in order to solve these problems.

#### Orange County (USA)

In Orange County municipal waste water is treated in order to make it suitable for injection into the ground<sup>17</sup>. This injection is carried out to boost the ground water level and to combat sea water intrusion into the soil.

The municipal waste water is successively treated as follows:

- coagulation with lime + sedimentation

- (ammonia stripping)
- recarbonation
- dual media filtration
- activated carbon filtration
- chlorination.

Out of the 57 000 m<sup>3</sup>/day which is processed in this way about 19 000 m<sup>3</sup>/day is demineralised by reverse osmosis and mixed with the rest of the water.

In the reverse osmosis treatment in addition to the above process 25 µm cartridge filtration and a dose of sulphuric acid are used beforehand. The reverse osmosis plant operates at a recovery of 80% and is equipped with cellulose acetate spiral wound elements. At first problems arose in that the membranes were fouled by activated carbon particles. Now that the flow direction in the activated carbon filters, previously in the upflow direction, has been reversed the above problems do not arise.

#### *Jeddah (Saudi Arabia)*

The first large scale sea water reverse osmosis plant was put into operation in Jeddah at the beginning of 1979<sup>18</sup>. The capacity of this plant is 12 000 m<sup>3</sup>/day and it is equipped with composite polyamide spiral wound elements. The recovery of the plant is about 30%. The plant as a whole consists of nine first stage reverse osmosis units for taking 1 600 m<sup>3</sup>/day and three second stage units. These second stage units are used as soon as the total dissolved solid content (TDS) in the first stage reaches 1000 mg/l.

The pretreatment of Red Sea Water which is used as feed water consists of

- dosing with copper sulphate
- dual media filtration
- 25 µm cartridge filtration
- dosing with sulphuric acid and sodium hexametaphosphate.

The pretreatment in this case is simple and limited since the water from the Red Sea is particularly clean. The success of this plant has undoubtedly contributed to the fact that a number of large sea water reverse osmosis plants have since been ordered.

#### **Ground Water**

##### *Aalsmeer (The Netherlands)*

In the area round Aalsmeer and Naaldwijk more than 150 plants are in operation with capacities of between 5 and 250 m<sup>3</sup>/day. In these plants irrigation water is prepared for horticulture in greenhouses. Anaerobic ground water with a chloride content up to 7000 mg Cl<sup>-</sup>/l and an iron content varying between a few mg/l and a few tens of mg/l, is used as feed water for them. The pretreatment consists merely of 5 µm cartridge filtration. The success of this application of reverse osmosis is due to the design which precludes entry of oxygen, keeps the recovery low and uses hollow fibre polyamide brackish water and sea water permeators.

##### *Riyadh (Saudi Arabia)*

New water treatment plants are under construction for the town of Riyadh for providing about 250 000 m<sup>3</sup> drinking water per day<sup>20</sup>. Out of this 190 000 m<sup>3</sup>/day is to be produced by reverse osmosis from brackish ground water. The feed water for six reverse osmosis plants, at least one of which is by now in operation, is treated as follows:

- cooling (from 50-75°C to within the range 30-35°C)
- combined coagulation and softening with FeCl<sub>3</sub>, Na<sub>4</sub>Al<sub>2</sub>O<sub>5</sub>, Ca(OH)<sub>2</sub>, Na<sub>2</sub>CO<sub>3</sub> and flocculation aid + sedimentation
- dosing with acid
- rapid sand filtration (twice)

- dosing with acid
- cartridge filtration.

The reverse osmosis product which will be produced at five different sites will be blended with ground water which has been purified by conventional means. The end-product is conditioned with sodium carbonate and chlorine before it is distributed.

About 20% will be handled by a plant equipped with cellulose acetate spiral wound elements. The rest comes under five plants with polyamide hollow fibre permeators. As a result of the comprehensive pretreatment process, a recovery of 85-90% can be achieved. By this colloids, calcium and silica are reduced to a sufficiently low level<sup>21</sup>.

#### *South Caicos (British West Indies)*

A sea water reverse osmosis plant has been in operation in South Caicos since 1975 with a capacity of 20 m<sup>3</sup>/day<sup>19</sup>. The plant which is equipped with polyamide hollow fibre sea water membranes works at a recovery of about 30%. The feed water which is recovered via a well has a relatively high content of suspended matter. The pretreatment applied in this case consists of the following stages:

- coagulation
- diatomaceous earth filtration
- ultraviolet sterilisation
- acidification.

## **12 Water quality improvement**

In the preceding pages the quality improvement which can be achieved with reverse osmosis has already been discussed in broad terms. An illustration of this in concrete terms is seen to be achieved by quoting a few examples in which sea water and municipal waste water respectively serve as feed water.

#### **Sea water**

One of the first successful sea water reverse osmosis plants has been in operation since 1975 in South Caicos<sup>19</sup>. This plant produces drinking water from sea water. The effect on the quality of the water is reproduced in Table 6. From this it is evident that the water produced largely satisfies the WHO goal of drinking water with a TDS value of 500 mg/l.

#### **Municipal waste water**

Research has been carried out in Dordrecht (the Netherlands) since 1976 into how far it is possible to prepare drinking water from municipal waste water by reverse osmosis<sup>21</sup>. The pilot plant has a capacity of 35 m<sup>3</sup>/day and is equipped with cellulose acetate tubular membranes. The recovery is at 60-80%. The effect of reverse osmosis on the water quality is reproduced in Tables 7 and 8.

From these it is seen that organic and inorganic compounds are well removed with the exception of a number of organic micropollutants so that an additional treatment stage by activated carbon filtration which is already installed, can provide a useful supplement. The use of polyamide membranes could in this case, have brought about a better result with respect to organic micropollutants. The great disadvantage of polyamide membranes in practice in this situation is that they are very sensitive to chlorine and moreover they are not obtainable in tubular form.

Nevertheless the chemical parameters determined are very close to all the present quality standards set for drinking water.

**Table 6. The performance of polyamide seawater membranes<sup>19</sup>**

Parameter	Sea water	R.O.-product
TDS	45.810 mg/l	373 mg/l
Ca <sup>2+</sup>	600	8
Mg <sup>2+</sup>	1118	<1
Na <sup>+</sup>	16.000	133
HCO <sub>3</sub> <sup>-</sup>	190	20
SO <sub>4</sub> <sup>2-</sup>	2900	<1
Cl <sup>-</sup>	25.000	210
F <sup>-</sup>	3,8	0,2
pH	7,4	6,5

**Table 7. Removal of organic micropollutants from pre-treated domestic waste water<sup>22</sup>.**

Compounds	R.O.-feed	R.O.-product
Halogenated aliphatic hydrocarbons	8.5 µg/l	11 µg/l
Benzene + C <sub>1</sub> + C <sub>2</sub> alkylbenzenes	0.3	0.25
Sulphonamides	3.3	3.1
Alkylphenols	0.69	0.31
Naphthalene + alkyl-naphthalenes	0.1	0.05
Hydronaphthalenes	0.19	0.06
Alkanes	0.9	0.05
C <sub>3</sub> -C <sub>8</sub> alkylbenzenes	3.36	0.76
Indane + alkylindanes	0.75	0.05
Phosphates + Chlorophosphates	0.5	0.06
Phtalates	1.7	0.23
Cyclic hydrocarbons	1.13	0.11

**Table 8. Removal of inorganic and organic compounds from pretreated domestic waste water<sup>22</sup>.**

Parameter	R.O.-feed	R.O.-product
Conductivity	1220 µS/cm	50 µS/cm
Cl <sup>-</sup>	161 mg/l	12 mg/l
SO <sub>4</sub> <sup>2-</sup>	107	2
F <sup>-</sup>	0.5	0.07
HCO <sub>3</sub> <sup>-</sup>	7.5	15
pH	5.5	5.2
Ca <sup>2+</sup>	104	3
Mg <sup>2+</sup>	14	1
Na <sup>+</sup>	110	3.5
K <sup>+</sup>	16	1
NH <sub>4</sub> <sup>+</sup>	14.5	1.4
NO <sub>2</sub> <sup>-</sup>	1.0	0.01
NO <sub>3</sub> <sup>-</sup>	30	3.0
PO <sub>4</sub> <sup>3-</sup> -ortho	11	0.07
SiO <sub>2</sub>	21	1
COD	32 mg/l	3 mg/l
DOC	11	1.7
As	4 µg/l	0.5 µg/l
Cd	0.4	0.1
Cr	1.8	0.5
Cu	1.8	0.5
Hg	0.1	0.1
Mo	7	2
Ni	6.8	1
Pb	3.3	0.5
Se	2	2
Zn	40	10

### 13 Summary

Reverse osmosis has developed in the last decade into an established and economic method of desalination of brackish water. The most important improvements which can be expected in this area are: the improvement of pretreatment processes, the development of pumps with a high efficiency for a large capacity range, the production of membranes which can operate at low pressure 1.0-1.4 MPa (10-14 bar) and are at the same time, resistant to chlorine, hydrolysis and bacterial attack.

There are interesting possibilities in the field of reuse of municipal waste water treated by reverse osmosis. Reuse is of particular interest in industrial applications and for purposes of irrigation. Reuse as drinking water has at the moment come up against a number of technical

health problems which are not easily solved.

Sea water reverse osmosis has only been put into practice recently to any significant extent. It is likely that this process will become a very important competitor to distillation processes within the next few years.

The low energy consumption by reverse osmosis is an important factor particularly when high pressure pumps with high-efficiency turbines are available.

### References

1. Sourirajan S., Reverse Osmosis, London, Logos Press Ltd 1970.
2. Doud, D. H., Field experience with five reverse osmosis plants. Water and Sewage Works 1976 96-98.
3. Ferguson P. V., The first decade of commercial reverse osmosis desalting 1968-1978. Desalination 32 (1980) 5-12.
4. Matsuura T., Pageau L., Sourirajan S., Reverse osmosis separation of inorganic solutes in aqueous solutions using porous cellulose acetate membranes. Journ. Appl. Pol. Science (1975) 19 179-198.
5. Lonsdale H. K., Theory and Practice of Reverse Osmosis and Ultrafiltration. Industrial Processing with Membranes. ed. Lacey R. E. and Loeb S. Wiley - Interscience 1972.
6. Flinn J., Membrane Science and Technology. Plenum Press New York.
7. Schippers J. C., De bereiding van drink- en industriewater met hyperfiltratie uit grond- en oppervlaktewater. PT-Procestechniek 33 1978 9 503-512.
8. Spiegler, K. S., Principles of Desalination. Academic Press New York 1969.
9. Pohland H. W., Seawater desalination and reverse osmosis plant design. Desalination 32 1980 157-167.
10. Cadotte J. E. et al. In-situ formed condensation polymers for reverse osmosis membrane. Quarterly report OSW contract no. 14-30-2883 North Star Research April 1972.
11. Cadotte J. E. et al. A new thin-film composite seawater reverse osmosis membrane. Desalination 32 1980 25-31.
12. Kasper D. R., Pretreatment for membrane desalination systems. NWSIA Journal 6 1979 37-48.
13. Dupont de Nemours and Co. Permasep. Determination of Silt Density Index. Technical Bulletin no. 491 1977.
14. Schippers J. C. and Verdouw J., The Modified Fouling Index a method of determining the fouling characteristics of water. Desalination 32 1980 137-148.
15. Godfrey, W.J., Membrane performance reports on reverse osmosis plants using Permasep permeators since 1972. Proc. Intern. Congress on Desalination and Water Reuse 1977 Vol. 1 435-444.
16. Horio K., Eight year operational experience with a 13400 m<sup>3</sup>/d reverse osmosis desalination plant at Kashima works of Sumito metals Desalination 32 1980 211-220.
17. Argo D. G., Moutes J. G., Waste water reclamation by reverse osmosis. Journal W.P.C.F. 51 197.
18. Al-Gholaikah A., El-Ramly N., Jamjoim I., Seaton R. The world's first large seawater reverse osmosis desalination plant at Jeddah, Kingdom of Saudi Arabia. NWSIA-Journal 6 1979 1-12.
19. Brandt D. C. Seawater reverse osmosis. Three case histories using du Pont "Permasep" B-10 permeators. NWSIA-Journal 6 1979 25-32.
20. Abdullah H. E., Ericsson B., Riyadh's reverse osmosis treatment plants. The largest demineralisation complex in the world. Desalination 30 1979 301-314.



21. Allard J. J., Rovel J. M., Treille P., Long term experience in desalting by reverse osmosis. Proc. Fifth Intern. Symposium on Fresh Water from the Sea. 1976 Vol. 4, 229-238.

22. Hrubec J., Schippers J. C., Zoeteman B. C. J., Studies on water reuse in the Netherlands. Proc. Water Reuse Symposium. March 25-30. 1979 Washington DC. Vol. 2 785-808.

## Résumé

Le développement pendant la dernière décennie, de la technologie de l'osmose inverse permet actuellement de disposer d'une méthode efficace et économique pour le dessalement d'eaux saumâtres. On peut cependant s'attendre à des améliorations sensibles dans les domaines suivants: les procès de prétraitement, la construction de pompes à rendement élevé pour de grandes variations de débit, la production de membranes à basse pression: 1,0 à 1,4 MPa (10 à 14 bars) mais en même temps résistant au chlore, à l'hydrolyse et à la dégradation par les bactéries. Des possibilités intéressantes s'offrent dans le domaine du recyclage des eaux résiduaires municipales, traitées par osmose inverse. Le recyclage est

particulièrement intéressant pour les applications industrielles et pour l'irrigation.

La réutilisation comme eau potable est actuellement confrontée avec des problèmes de potabilité, dont la solution s'avère difficile. L'osmose inverse appliquée à l'eau de mer est en voie de développement. Il est probable que ce système deviendra compétitif à brève échéance avec les procédés de distillation.

La faible consommation d'énergie de l'osmose inverse est un facteur important, particulièrement quand des pompes à haute pression accouplées avec des turbines à rendement élevé seront disponibles.

# Treatment of wastewater for re-use—a comparative study of desalination and wastewater re-use

by Hidenori Aya

Tokyo Univ., Japan

## 1 Introduction

Growing urban activities have been continuously causing a demand for more water. There are many places which suffer from a critical shortage of fresh water resources and increasing urban water demand is in competition with the needs of purposes such as irrigation and industry, compelling us to search for new water sources. New water resource development is becoming increasingly difficult because of a lack of reservoir sites, rejection by local residents of proposed dam sites, activities of environmental protection groups and inflation. Because of the delay in the development of new sources, many waterworks are suffering from shortages from droughts and have to look for alternative sources and solutions, even if they are merely temporary ones.

At the last I.W.S.A. Congress, the author presented a paper on the most recent activities on wastewater re-use in Japan.<sup>1</sup> A solution which was not mentioned at that time was desalination of sea water. To evaluate alternative water sources one must evaluate them using the same conditions in the same places. Many studies have been carried out in Japan, but because of inflation and the rapid increase of fuel prices it is necessary to carry out studies of energy consumption demands in addition to simple cost studies.

In this paper are presented studies on wastewater re-use systems and comparisons with sea water desalination using specific places as examples.

## 2. Characteristics of alternative water sources

There are three ways in which to employ unconventional water sources for urban use. The first is to replace those existing non-potable water supplies which use potential potable raw water with an alternative water such as treated sewage effluent. The second is the employment of dual water supply systems, and the last is the direct augmentation of potable water.

### (1) Replacing natural water in use for non-potable purposes with non-potable water

It was thought that treated sewage contained a too high concentration of  $N-NH_4$  which would damage paddy fields. The farmers of Ikeda City and Kumamoto City have found that, with proper irrigation control, treated effluent can be used to produce good harvests. If irrigation of paddy fields can be done with sewage effluent, water supply works will be able to change to sewage effluent as a source of irrigation water. The Japanese Ministry of Construction started providing financial aid for this type of project in the Kansai area in 1980.

Use of treated sewage effluent in industry is an established practice. Although the government supports this practice, development schemes are slow to come. In the critical areas, large industrial complexes are far from big cities and short of available effluent. On the

other hand big cities do not have industries which consume large amounts of water and therefore the potential of treated sewage as a water source is wasted by discharge into the ocean.

### (2) Dual water supply systems

To make use of sewage efficiently, dual systems are a necessity. Separated non-potable water supply systems are expensive to develop and have the problem of cross-connection. In Japan, there is much experience in their use because there are about 200 separate industrial water supply systems in use and many buildings are provided with non-potable systems which supply groundwater. Non-potable systems can serve as alternative water supplies for particular application and the only problem of efficient dual systems is to improve the quality of the water so as to widen the range of its usage.

### (3) Direct mixing with potable water

This is a process which is used for desalinated sea water and will probably become the ultimate goal of wastewater re-use.

Alternative water sources have the following general characteristics in Japan:

### (1) Municipal sewage effluent

Development of sewage works in Japan is slow. About 25% of the population is served by public sewerage and nearly the same portion depends on private systems. In many critical areas there are no sewage works. Several sewage treatment plants produce effluents high in TDS which comes from sea water leachage. Some sewage treatment plants produce low quality effluent because of overloading. It seems difficult to find ideal treatment plants as water resources.

### (2) Polluted rivers

In general, river water quality is improving gradually, but some rivers have been completely abandoned as potable water sources. There are, however, efforts being made to use the water in these rivers. The Tama River in Tokyo, which was abandoned several years ago, is now utilized as a raw water source by the Johoku Industrial Water Works. Similar reclamation projects are being studied for other areas.

### (3) Sea water and sea water desalination

Sea water is being used for cooling water by many industries. However, its utilization for toilet flushing is not likely because this wastewater contains high amounts of TDS, restricting the possibility of its further use as treated effluent. Desalination is not a popular solution to the water shortage problem because of its high cost. Only a few small islands employ desalination processes. Recent difficulties in the development of reservoirs have made desalination more attractive and the Okinawa Islands are seriously considering employing this process in spite of its high cost.

#### (4) Rain water

Collected rain water is used as a rural water supply source on some of the Japanese islands. Studies are being made of the possibility of using flood control reservoirs in housing estates as water supply sources.

### 3. Case study

The values of alternative water differs by area due to local conditions. This makes a general evaluation of it difficult. Case studies have been done in several critical areas and the author has participated in some of them. The author believes that local conditions are fundamental factors in the evaluation and planning of unconventional water sources. Of the many areas short of water, Fukuoka district may be the most critical one. For ten months from May 1978, Fukuoka City suffered a drought which caused a severe shortage of water. During the worst month of the drought the city was compelled to restrict the water supply to 5 hours a day. *Since this drought there have been many studies and proposals to find a solution to the problem. Below are presented some examples of these studies and proposals which were made.*

#### 3.1 Water resources of Fukuoka City

Fukuoka City has an area of 335.5 km<sup>2</sup>, a population of 1,053,000 and an average yearly rainfall of 1,500 mm. It is the most active business and trade centre on Kyushu Island. The area does not have a large water basin and the small rivers which flow through it have been partly polluted by the growing suburban population. Irrigation water for 3,000ha of paddy fields is needed for about 1/3 of the year. Groundwater is very sparse and usually of poor quality. The city's water demands are shown in Table 1.

Table 1 Demand for water

Usage	1972 (Mm <sup>3</sup> /Y)	1975 (Mm <sup>3</sup> /Y)
Potable water	72.9	93.0
Industrial water	19.8	18.8
Irrigation water	95.4	109.2
Total	188.1	221.0

#### 3.2 Public water works

The public water works consist of 6 dams with a total capacity of 41,430,000 m<sup>3</sup>, 12 intakes and 5 treatment plants with a total maximum supply capacity of 498,000 m<sup>3</sup>/d. The facilities are small and the whole system is complicated. Only 2 dams are located within the city boundary and 20% of the water comes from a different water basin. The Fukuoka Water Works was established in 1913 and has been expanded 13 times. Expansion work is presently being carried out at 2 of the dam sites and a new dam system is under construction. These improvements will increase the water supply by 102,000 m<sup>3</sup>/d. A plan to convey 132,000 m<sup>3</sup>/d of water from the Chikugo River basin in 1982 has been delayed due to a protest movement. Some of the water sources are only available during the irrigation season and are unstable. To meet future increasing water demands, the city will have to look for alternative water resources.

The city's potable water use statistics are: domestic use 59%; public service 10.3%; office and trade 28.6%; manufacture 3.6%; and other use 1.2%. These figures show the characteristics of the city very well.

#### 3.3 Industrial water works

Fukuoka Industrial Water Works began operation in 1966. The supply capacity is 20,000 m<sup>3</sup>/d and has

water rights of 15,000 m<sup>3</sup>/d from the Mikasa River which flows through the centre of the city. The raw water is polluted by upstream wastewater discharge. The treatment process is upward flow chemical sedimentation. The treated water is taken by 23 industries which require an average supply of 8,000 m<sup>3</sup>/d, leaving a large spare supply capacity.

The flow of the source river is unstable and the water is unsuitable for potable use but of sufficient quality for non-potable use. Luckily, there is a large basin-wide sewage treatment plant located in an upstream area near the industrial water works treatment plant. It is very easy to augment the intake flow by mixing in treated sewage effluent. The rate for industrial water is 30 ¥/m<sup>3</sup> (\$0.13/m<sup>3</sup>) which is very cheap compared with the potable water rate of 195 ¥/m<sup>3</sup> (\$0.85/m<sup>3</sup>) for large consumers.

#### 3.4 Water conservation programme

After the severe drought, Fukuoka City proclaimed itself a "Water Conservation City" and established guidelines for the conservation of water. These guidelines promote water saving activities, wastewater re-use, dual supply systems and presentation of water conservation plans to the city by large new consumers. These guidelines also state the obligations of the city and large consumers during times of water crisis. According to these guidelines, new buildings larger than 5,000 m<sup>2</sup> floor space or with a water service pipe larger than 50 mm have to present conservation plans and sometimes to install a wastewater re-use system.

In 1979, the Department of Sewage, with the aid of the Ministry of Construction, constructed a separate non-potable system. This system supplies effluent from a sewage treatment plant located near to Hakata Bay close to the downtown area. The length of the distribution pipe is 4 km and future demand is estimated to be 3,000 m<sup>3</sup>/d. The usage of the water is limited to the flushing of toilets and the present customers are three public service buildings. The effluent from the sewage treatment plant is very high in TDS and cannot be used for cooling water. This supply system could be integrated into more comprehensive plans.

#### 3.5 Outline of the case to be studied

The following cases are studies of technical feasibility, cost and amount of water produced.

##### (1) Individual building re-use

Small scale recycling has many advantages and can be adopted to any degree of water quality. The disadvantages are small scale and possible limit of lower capacity, but this system can be employed in any area.

##### (2) District wide re-use

On the north coast of Hakata Bay a land reclamation project is under development. A housing estate and public service complex are planned for the site. Area is 90.5 ha and planned population 27,000. There are three options for water re-use: supply by the industrial water works, effluent supply from a neighbouring sewage treatment plant, and recycling by an independent treatment plant.

##### (3) Distribution of reclaimed sewage through the industrial water works

The industrial water works can be utilized as a non-potable supply system for buildings and domestic use.

**(4) Direct augmentation of potable water by reclaimed sewage**

Properly treated sewage effluent could be mixed in a potable system. If there is no maturing reservoir, reverse osmosis treatment could be used.

**(5) Sea water desalination**

A dual purpose power plant is preferable, but protest movements against the location of plants near urban areas make the feasibility poor. A RO plant may be a suitable choice.

As a temporary measure, an alternative source with a capacity of 50,000 m<sup>3</sup>/d could be used to ease the present critical situation.

Each alternative proposal is shown in Figure 1.

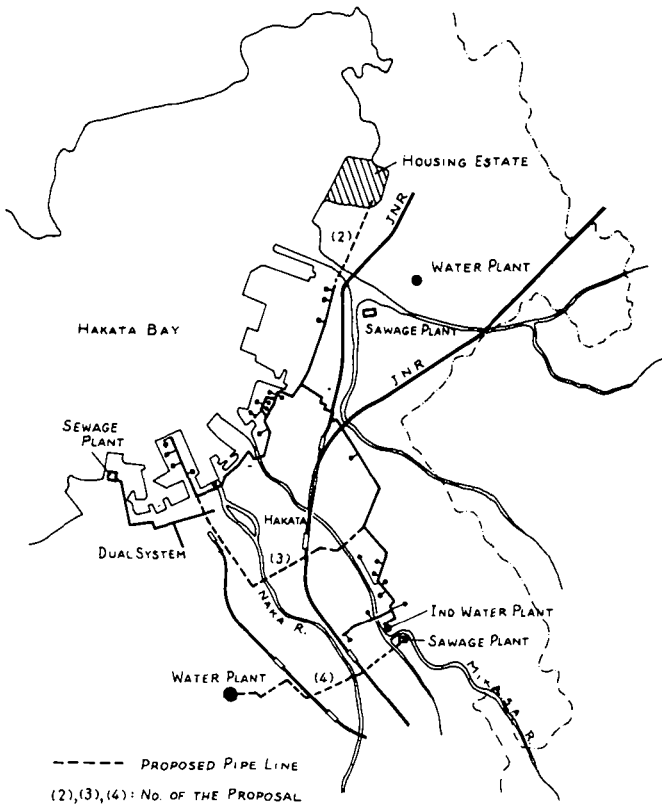


Fig. 1. Proposed system.

**4. Individual building re-use**

There are about 150 large consumers in the central area of the city using more than 50 m<sup>3</sup>/d water. These customers use about 600,000 m<sup>3</sup>/M of potable water. Seventy buildings excluding manufacturers were investigated. The consumption of non-body contact usage was 73,600 m<sup>3</sup>/M for toilet flushing and 63,300 m<sup>3</sup>/M for make-up water in cooling towers. In winter 33% of the water is used for the flushing of toilets in office buildings.<sup>2</sup> Monthly usage of buildings is shown in Figure 2.

The author is conducting research on small reclamation plants as chairman of a research committee at the Water Re-use Promotion Centre and the following figures are a result of that research. It is well known that filtered activated sludge effluent can be utilized for many non-potable purposes, but small plants using the activated sludge process are rather unstable and easily damaged by small amounts of influent during holidays. The goal of the research is to develop compact and stable reclamation plants. The following processes are being studied:—

**Biological treatment**

- (A) contact aeration and filtration
- (B) trickling filters and filtration

**Physico-chemical treatment**

- (C) chemical sedimentation, filtration and granular activated carbon absorption
- (D) flotation, filtration and GAC absorption
- (E) fine screening and ultra-filtration (hollow fibre and tubular module)
- (F) pre-filtration and reverse osmosis

**Combined treatment**

- (G) activated sludge aeration tank with direct membrane filtration of mixed liquor.

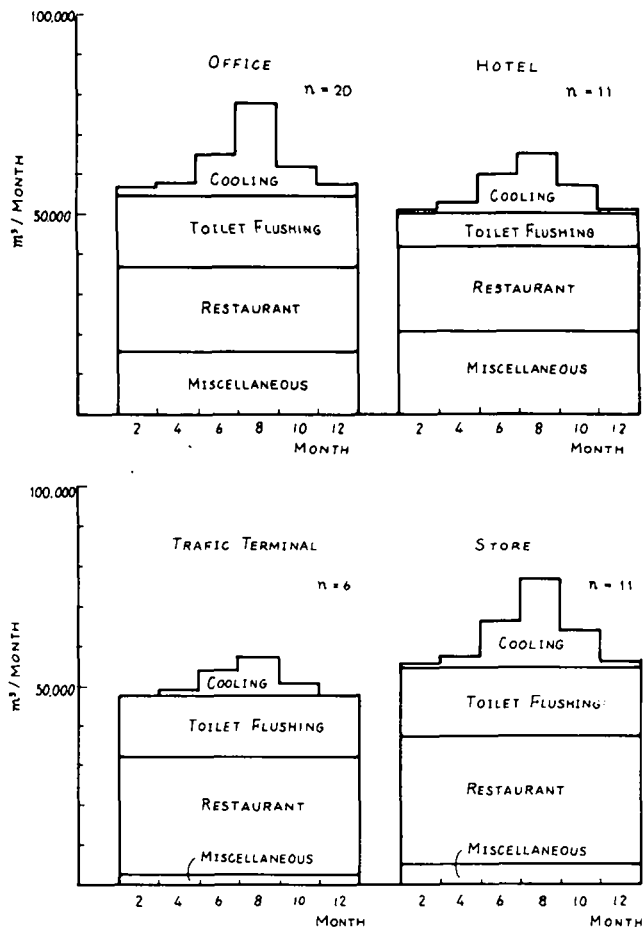


Fig. 2. Usage of water.

Each process produces good quality effluent and is tolerant of changes in loading. The costs of each process are shown in Figure 3-5.

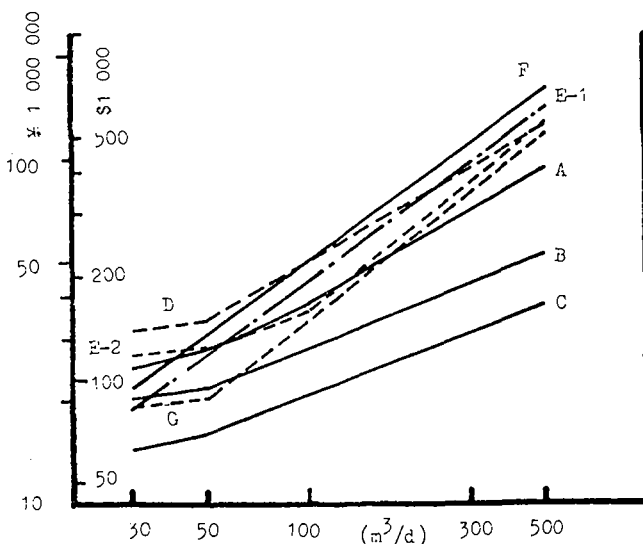


Fig. 3. Construction Cost of Small Reclamation Plant.

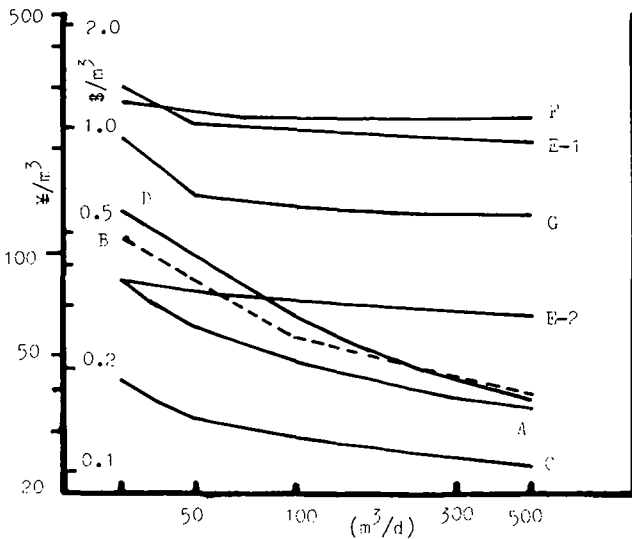


Fig. 4. Cost of Operation of Small Reclamation Plant.

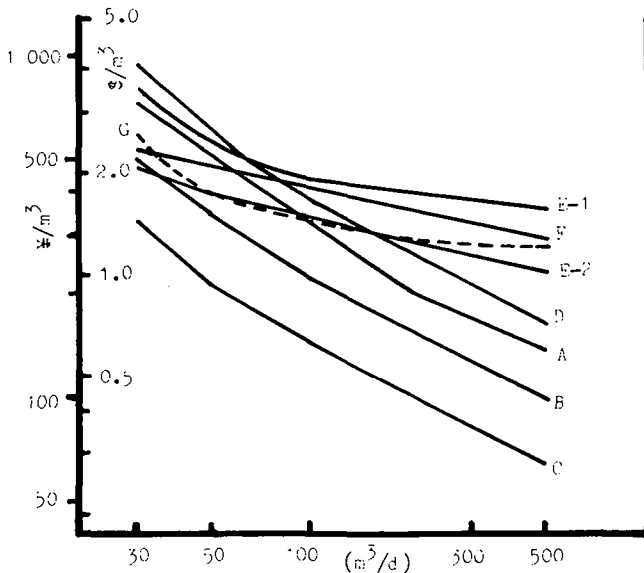


Fig. 5. Total Cost of Small Reclamation Plant.

The amount of potable water which can be conserved is difficult to estimate but it is easy to install any of these systems without public investment and also they reduce sewage influent. The marginal cost of the water works is estimated to be 300 ¥/m<sup>3</sup> (\$1.30/m<sup>3</sup>) and of the sewage works 130 ¥/m<sup>3</sup> (\$0.57/m<sup>3</sup>). It seems reasonable to ask that recycling systems be installed in new buildings.

## 5. Housing estate project

In Japan there are two housing estates recycling their sewage effluent for the flushing of toilets and 11 estates receive reclaimed sewage effluent or polluted river water through industrial water works. Water consumed for flushing toilets is estimated at 50 l/cap/d in housing estates.<sup>4</sup> For a population of 27,000, demand for flushing water is 1,500 m<sup>3</sup>/d, including demand for the public service complex. The treatment process can be simply activated sludge and filtration. A reservoir and booster pumps are needed to receive water from the industrial water supply works. Costs estimates of three cases are shown in Table 2.

Table 2. Cost of dual supply systems at the housing estate

	Construction cost	Water rate
Served by the Ind. W. W.	M ¥ 380 (M\$1.65)	175 ¥/m <sup>3</sup> (0.76\$/m <sup>3</sup> )
Recycling from Sewage T.P.	M ¥ 535 (M\$2.33)	267 ¥/m <sup>3</sup> (1.16\$/m <sup>3</sup> )
Recycling by Independent P.	M ¥ 627 (M\$2.73)	212 ¥/m <sup>3</sup> (0.92\$/m <sup>3</sup> )

\* including industrial water rate

## 6. Application of the industrial water works

Fukuoka Industrial Water Works has sufficient capacity to spare for expansion. It is not likely that industrial consumers are going to be located in the district so the spare supply capacity could be utilized for non-potable miscellaneous use. The distribution network could be expanded to the downtown area supplying non-potable water to large consumers. The recent dual system is going to be integrated into the network and supply water of better quality. The amount of water conserved would be 84,100 m<sup>3</sup>/M for toilets and 74,800 m<sup>3</sup>/M of peak load for cooling water make-up (this figure includes manufacturers). It is inefficient to use reclaimed wastewater from the small plants for cooling of individual buildings, because the full capacity of the plants would be utilized only in midsummer. But a separate system integrated with the industrial water works would easily adapt to variance of flow.

The upstream sewage treatment plant has, at the first development stage, a capacity of 53,500 m<sup>3</sup>/d and a present incoming flow of about 20,000 m<sup>3</sup>/d. During the final stage of development, the treatment capacity will be 428,900 m<sup>3</sup>/d. It seems that there is no need to worry about a raw water shortage.

The cost figures are as follows: construction cost ¥550,000,000 (\$2,390,000); water rate (industrial water rate plus construction cost) 82 ¥/m<sup>3</sup> (0.36\$/m<sup>3</sup>).

If the demand for non-potable water increases, expansion of the treatment plant will be necessary.

## 7. Potable water from sewage

Unintentional re-use of wastewater is a common phenomenon by the intake of polluted water. The ratio of re-use depends on the dilution ratio of the water source, which means that in wet weather the quality of raw water is better. If there are no big rivers with a sufficiently high dilution ratio, the variance of raw water quality makes control of water treatment difficult. Mixing reclaimed wastewater in water treatment plants directly could be another choice. In Fukuoka City, sewage treatment plants are fortunately located rather near water treatment plants. Sewage influent consists almost only of domestic wastewater, so there is little danger of synthetic chemical pollution. Unfortunately there are no suitable storage basins for the stabilizing and maturing of reclaimed water. Employment of the RO process could be one answer, because of the excellent quality of the product. RO treatment water product quality is shown in Table 3. Recovery ratio is 75% and applied pressure is 2.75 kPa. Pre-treatment consists of chemical sedimentation and filtration. GAC adsorption is not an essential part of the process because of the small differences in product water quality.<sup>5</sup>

**Table 3. Product quality of RO treatment of sewage effluent**

Quality index	Without GAC absorption		GAC pre-treatment	
	Feed water	Permiate	Feed water	Permiate
pH	5.9	5.5	6.1	5.9
COD (Mn) mg/l	10.2	2.5	8.4	3.2
TDS mg/l	380.0	33.0	275.0	16.0
Cl <sup>-</sup> mg/l	70.0	6.0	58.0	6.1
NH <sub>4</sub> -N mg/l	8.3	0.5	7.3	1.4
Hardness mg/l	110.0	2.0	96.0	2.0
SiO <sub>2</sub> mg/l	26.4	6.3	11.4	6.1

There are two existing pairs of sewage treatment and water treatment plants which could be brought into the system. The northern plants are very near, but the water treatment plant is small (35,000 m<sup>3</sup>/d) and the sewage plant seems to have leaching of sea water. The basin wide sewage plant as the source of the industrial water works produces low TDS effluent and the receiving water plant has a capacity of 199,000 m<sup>3</sup>/d which is sufficient for dilution. The length of transport pipe is about 4 km. The cost figures are shown in Table 4.

**Table 4. Cost of RO treatment of sewage effluent**

	Construction cost	Cost of water
Piple line	M ¥ 1,500 (M\$6.52)	15 ¥/m <sup>3</sup> (0.065\$/m <sup>3</sup> )
Pre-T + RO	M ¥ 8,500 (M\$36.0)	165 ¥/m <sup>3</sup> (0.72\$/m <sup>3</sup> )
Pre-T + GAC + RO	M ¥11,400 (M\$49.6)	192 ¥/m <sup>3</sup> (0.83\$/m <sup>3</sup> )

Note: If pretreatment is simplified costs of water are reduced by about 20 ¥/m<sup>3</sup> (0.09\$/m<sup>3</sup>).

## 8. Sea water desalination

The costs of sea water desalination are estimated for a capacity of 50,000 m<sup>3</sup>/d.<sup>6</sup> The dual purpose plant furnishes 600 Mw of electrical power along with fresh water and both the single and dual purpose plants use the MSF process. A single purpose plant's construction cost is M ¥ 18,000 (M\$78.3) and the unit cost of water is 370 ¥/m<sup>3</sup> (1.61\$/m<sup>3</sup>). As for a dual purpose plant, construction cost is M ¥12,000 (M\$52.2) and unit cost of water is 280 ¥/m<sup>3</sup> (1.22\$/m<sup>3</sup>).

The dual purpose plant is very difficult to locate near a city and single purpose plant is expensive. Another choice is the RO conversion plant which is easier to locate and cheaper. Construction cost of a 50,000 m<sup>3</sup>/d plant is M ¥7,500 (M\$32.6) and 180 ¥/m<sup>3</sup> (0.78\$/m<sup>3</sup>) for the cost of the fresh water at a rough estimate. This figure does not include the cost of in-outlet of raw water and brine, and also transportation of the product.

Solid waste incineration plants can be employed for desalination. A 600 t/d plant produces 10,000 m<sup>3</sup>/d fresh water but the fuel value of solid waste is unstable and during wet weather is sometimes less than one third of the European average.

## 9. Efficiency and cost comparison of alternative plants

The efficiencies of each plant are compared in Table 5.

**Table 5. Efficiency of Plants**

Proposal	Amount of saving	Cost of water
Individual bld. re-use*	8,000 m <sup>3</sup> /d	150-400 ¥/m <sup>3</sup> (0.65-1.74\$/m <sup>3</sup> )
Housing estate re-use	1,500 m <sup>3</sup> /d	175-267 ¥/m <sup>3</sup> (0.76-1.16\$/m <sup>3</sup> )
Industrial W. W.	6,400 m <sup>3</sup> /d	82 ¥/m <sup>3</sup> (0.36\$/m <sup>3</sup> )
Direct mixing re-use		180-207 ¥/m <sup>3</sup> (0.78-0.9\$/m <sup>3</sup> )
Desalination	50,000 m <sup>3</sup> /d	180-— ¥/m <sup>3</sup> (0.78-— \$/m <sup>3</sup> )

\* 100 m<sup>3</sup>/d

Individual building re-use is expensive and limited only to big facilities. Re-use at housing estates is also expensive compared to the domestic water rate of 60-70 ¥/m<sup>3</sup> (0.26-0.30 \$/m<sup>3</sup>), but lower than the cost of new water source development. Non-potable supplies from the industrial water works are the cheapest, because use is made of the existing system and demands are rather limited. The industrial water works can ease the peak load of the cooling water demand in summer, which is effective during a summer drought. Direct mixing of alternative water sources into the potable system seems to be efficient; however re-use of sewage effluent will be difficult to develop because of psychological objections. Sea water desalination does not have this defect, but the environmental protection movement will delay development. Non-potable separate supply systems do not have these problems and are easy to develop.

Table 6 shows the efficiency of capital investment. This comparison shows the advantage of desalination and wastewater re-use. Also the immediate availability of wastewater re-use is apparent.

**Table 6. Productivity of investment**

	A, capacity (m <sup>3</sup> /d)	B, capital cost	(B/A)*1,000
Indv. bld. re-use	30-500	M ¥15-106 (M\$0.023-0.46)	58-867
Housing est.	1,500	M ¥380-627 (M\$1.65-2.73)	253-418
Indst. W. W.	6,400	M ¥550 (M\$2.39)	86
Direct mix. re-use	50,000	M ¥10,000-12,900 (M\$42.5-56.1)	200-250*
Sea W. desalination	50,000	M ¥7,500 (M\$32.6)	150**
Dam (1)	132,000	M ¥59,064 (M\$257)	447
Dam (2)	25,000	M ¥5,800 (M\$25.2)	232 expansion
Dam (3)	87,000	M ¥56,500 (M\$246)	649

\* By simplified pre-treatment, (B/A)\*1,000 = 123-184.

\*\* Does not include the cost of water transportation.

## 10. Energy consumption

Desalination of sea water and wastewater re-use are superior in capital cost terms, whilst reservoir development has the advantage of cheaper operating costs and less energy consumption. Ordinary water works energy requirements are 0.2-0.4 kwh/m<sup>3</sup> for the water supplied, with an average of 0.3 kwh/m<sup>3</sup>. Reclaimed water from sea water and wastewater are produced in the most downstream area and need additional energy for distribution over that required for treatment.

Energy consumption of each of the proposals is shown in Table 7.

**Table 7. Energy consumption.**

	Power consumption (kwh/m <sup>3</sup> )	
Indv. bld. re-use	1.1-3.4	for 100 m <sup>3</sup> /d plant
Housing est.	0.2-0.8	
Indst. W. W.	0.25	
Direct mix. re-use	2.7-3.0	
Sea W. desl. by RO	6.7-7.0	energy recovery
Sea W. desl. by RO	7.5	no recovery
Dual purpose plant	6.3-9.3	power loss & transport included

If the water resources are augmented by 10% from an alternative water source, total energy consumption of the water works goes up from 0.3 kwh/m<sup>3</sup> to 0.545 kwh/m<sup>3</sup> for direct mixing of reclaimed sewage and to 0.91 kwh/m<sup>3</sup> for sea water desalination. These figures may be reduced by operating plants only for peak demand, with higher water production costs.

## 11. Conclusions

(1) Without large water consuming industries and irrigational use, non-potable wastewater re-use systems are not a major answer to the water resources crisis in that only a small portion of the potable demand is replaced.

(2) Direct mixing from unconventional water sources into potable systems is a quick and cheap answer.

(3) Desalination of sea water and RO treatment of sewage effluent can produce excellent quality water. But energy consumption is doubled or tripled and easily affected by energy affairs.

(4) Making use of existing non-potable systems for reclaimed wastewater distribution is the cheapest and easiest method, but it is doubtful that an effective reduction of potable demand can be achieved.

(5) Individual building re-use does not affect a whole water system and reduces demands for water and sewage discharge. Further research must be conducted to reduce cost.

(6) Mixing of properly treated wastewater into potable systems is less energy consuming and more efficient than sea water desalination. Further research on trace

elements and potability are needed. Deliberate location of water and sewage treatment plants in upstream areas is essential for the efficient re-use of waste water.

Note: The cost figures given in this report should not be used in other countries, because construction costs and the price of land are considerably higher in Japan than in other countries. An exchange rate of ¥230 = \$1 was used in the conversion of yen to dollars.

Acknowledgement: Basic information was supplied by the National Land Agency, Fukuoka City and the Water Re-use Promotion Centre. The paper was prepared with the aid of colleagues and friends of the author. The author wishes to express his gratitude to all who contributed.

## References

1. Sago, Aya, Funaki; "Water Re-use and Recycling", 12th IWSA Congress, Oct. 1978.
2. "Research on Non-potable Water Demand at Fukuoka", Water Re-use Promotion Center, Mar. 1980.
3. "Research on Treatment Processes of Individual Building Re-use", Water Re-use Promotion Centre, Mar. 1980.
4. "Progressive Report on Dual Supply Systems", Japan Housing Corp., June 1979.
5. "Advanced Wastewater Treatment", Japan Industrial Water Ass., 1975.
6. "Feasibility Study on Desalination at Fukuoka", Fukuoka Pref. & City, 1979, 1980.

INTERNATIONAL WATER SUPPLY ASSOCIATION.

Papers from the 13th International Water Supply Congress, Paris, 1980.

- General Report 1 - Water Quality and Health - Prof. Dr. G.J. Bonde (Denmark)
- General Report 2 - Water Use and Consumption - Mr. D. J. Kinnersley (G.B.)
- Special Subject 1 - Energy Saving - Mr. H.D.M. Speed (G.B.)
- Special Subject 2 - Models to Optimise Water Supply Systems - Mr. J. Bos (France) and Mr. E. Sousa, Dr. C. Salema, Mr. J. Miranda (Portugal)
- Special Subject 3 - Optimisation of Water Resources - Dipl. Ing. W. D. Schmidt (Germany)
- Special Subject 4 - Interaction of Water with Pipe and Reservoir Materials - Mr. J. Moreno Clavel (Spain)
- Special Subject 5 - New Developments in Removal of Organics. - Dr. I. H. Suffet (U.S.A.)
- Special Subject 6 - Use of Oxygen in Water Treatment - Dr. W. Mevius (Germany)
- Special Subject 7 - Advances in Biological Treatment - Prof. A. Benedek (Canada)
- Special Subject 8 - Disinfection by Chlorine and Ozone - Mr. C. Gomella and Mr. P. Musquere (France)
- Special Subject 9 - Combined Utilisation of Treatment Methods - Mr. F. Fiessinger and Mr. P. Schulhof (France)
- Special Subject 10 - Developments in Networks Analysis - Mr. P. Huntington (G.B.) and Mr. H. Meier (Switzerland)
- Special Subject 11 - New Developments in Protection against Water Hammer. - Mr. Y. Satomi (Japan)

SESSIONS OF STANDING COMMITTEES.

Committee on Pollution and Protection of Water Resources.

Anti-pollution policy - what have we learned from the measures taken during the last few years and a prospective view of those arrangements which it is both desirable and possible to make.

Authors: Mr. W.H. Richardson (U.S.A.)  
Mr. G. A. Orlov (U.S.S.R.)  
Mr. K. Gotoh (Japan)  
Mr. Mandl (CEE).

Committee on Water Quality and Treatment.

Subject 1 - Advances in analytical methods and equipment for water control. - Dr. O. I. Snoek (Netherlands)



Subject 2 - The Use of Ultra-Violet Irradiation as an alternative method for disinfection of drinking water. - Mr. J. A. Myrstad (Norway)

Subject 3 - Controlled Water Treatment in the soil - Mr. R. Martinell (Sweden)

Committee on Water Distribution.

Subject 1 - Water supply to large and tall buildings - Ir. W. Cuveele (Belgium)  
problems involving boosting, metering, etc.

Subject 2 - Problems with hot water supplies - Mr. S. Yekootieli & Mr. S. Karmon (Israel)

Subject 3 - Updating of Pipe renovation techniques and experience. - Mr. E. C. Reed (G.B.)

Subject 4 - Thermoplastic pipes including glass fibre - Mr. Divind Johansen (Norway)

Subject 5 - Peak Demands - Completion of work started by Dr. Tessendorff at the New York and Brighton Congresses. - Dr. H. Tessendorff (Germany)

Committee on Water Meters and Water Metering.

Measurement of High Flow in Closed Pipes

Part I - Evaluation, Comparison and development of the various techniques for measuring high water flow (mechanical and non-mechanical measuring instruments). - Mr. Guillaume, Mr. Bossy & Mr. Damez (France)

Part II - Methods and means of controlling non-mechanical measuring instruments. - Dr. E. A. Spencer & Mr. R.W.W. Scott (G.B.)

Committee on Education and Training.

Subject 1 - Education and Training for Water Supply in France. - Mr. M. Gourdon (France)

Subject 2 - The training of trainers - Mr. W. D. Hughes (G.B.)

Subject 3 - Water Supply and the education of the community. - Dr. Mabrouk (Egypt)

Committee on Corrosion and Protection of Underground Pipelines.

Subject 1 - Internal Corrosion of metal pipelines by seawater - Dr. Hargater (Germany)

Subject 2 - Determination of Corrosion Activity of Water for Domestic Use. - Prof. Strizhevski (U.S.S.R.)

Subject 3 - Proposal of the European Communities for a directive relating to the quality of water for human consumption, possibilities for reduction of the metal solvency of drinking water (lead, copper, iron and zinc) by central water conditioning by waterworks. - Mr. C.H.J. Elzenga & Dr. A. Graveland (Netherlands)

Committee on Public Relations.

Committee on Desalination.

- Subject 1 - Evaluation report on desalination - Mr. J.J. Libert (France)
  - Subject 2 - Status of Reverse Osmosis Technology - Mr. J. C. Schippers  
(Netherlands)
  - Subject 3 - Treatment of Waste Water for Re-use - Prof. H. Aya (Japan)
-

## Water quality and health

by Professor G. J. Bonde, MD, DPH, DSc

Director, Institute of Hygiene, DK-8000 Aarhus C, Denmark

### Preface

This report would not have been possible without the invaluable help of the following National Rapporteurs:

Austria	Dr K. Megay
Belgium	Dr Van Craenbroeck
Finland	Mrs Leena Hiisvirta
	Mr Asko Kauppila
France	Professor Senault
Germany	Professor, dr. med. K. Botzenhart
	Dr med. G. Schweinsberg
Ireland	Mr D. M. O'Hegarty
Italy	Dr Ing Fulvio Meucci
Japan	Dr Yasuyoshi Sayato
Netherlands	Dr Ir B. C. J. Zoeteman
Norway	Mr J. A. Myhrstad
Poland	Dr med. S. Maziarka
Portugal	Professor A. S. L. de Faria
South Africa	Dr W. O. K. Grabow
Sweden	Mr Tore Stenström
	Mr Thor Axel Stenström
Switzerland	Dr M. Haesler
UK	Dr J. D. Ross
USA	Mr G. G. Robeck
USSR	Professor Shevelov
	Mrs L. N. Paskoutskaya

The General Rapporteur, therefore, wishes to thank all National Rapporteurs heartily for their invaluable efforts in completing the questionnaire and by forwarding the valuable supplementary information which has made this report possible.

Several of the National Reports contained essential and important information and considerations which it has not been possible to utilize fully in this survey; they certainly deserve separate publication.

Countries of different geographical, hydrological, and climatological conditions have contributed to this paper, just as the different composition of population, of economic life and cultural habits have manifested themselves in the individual nations. Furthermore, many of the countries are composed of regions widely different in these respects.

Organization and legislation are surprisingly uniform as are the precautions taken against pollution. Likewise, methods and frequency of examination are largely uniform, this being a result of the work of many international and regional organizations: WHO, ISO, Insta, and the EEC.

Also, technical skill and knowledge are of a uniform and high standard within the respective countries.

A problem remaining in all countries, however, is the existence of smaller individual supplies, which in many areas are outside the scope of legal enforcement.

However, the preparation of the General Report has necessitated generalizations and simplifications to stress essential traits and general problems, to keep the Report within reasonable limits. The responsibility for errors committed by such simplifications lies exclusively with the General Rapporteur.

It has, likewise, been necessary to make a selection of the wealth of information and literature made avail-

able, and these decisions must again be made partly on a subjective basis to stress the main themes of the General Rapporteur's choice.

### Introduction

In inaugurating the Water Decade 1981-90, WHO estimates that 80% of all disease in the world is associated with water. Water problems know no frontiers, and although these problems manifest themselves in different ways in developing and industrial countries, demanding different precautions, the basic threats are pollution and shortage, bordering on famine in some areas. "If the earth was the size of a large orange, water in all varieties would amount to no more than a tiny droplet" (Guest, 1979).

More precisely, only 0.5% of the water of the globe is available as a freshwater resource, another 1% being bound up in ice at the poles. In the years to come the urban population will increase by 2.5% every year, and the rural population by 0.5%. Each new human being will demand 300-400 litres of freshwater per day and purification of double the amount of sewage, containing 70-150 g of organic matter for each person.

From WHO surveys it appears that in 1975 1 230 million people were without an adequate water supply, and at any time about 800 million people suffer from water associated diseases. Only about 30% of the inhabitants of developing countries live in cities and of these only 57% have access to community supply through house connections, and 21% through public standposts; in rural areas of developing countries conditions are often disastrous.

Considerable progress could be made by promoting the digging of wells or establishing facilities to collect water by water wheels and pumps, possibly from wells dug close to rivers and filled by seepage and infiltration through the banks, cf. Technical Paper Series 12 (WHO, 1979). These devices ensure a certain degree of purification by filtration and skin contact is avoided.

In industrial countries the problem of chemical pollutants, in particular micropollutants, possibly active as slow acting carcinogens, are of immediate importance, and have already been dealt with in an excellent previous IWSA report (by Coutris and Gomella (1969) to which reference must be made). Microbiological problems are dominant in developing countries, comprising diseases caused by ingestion such as the classical diseases: cholera, typhoid, gastroenteritis, and hepatitis, or transmitted by skin contact as trachoma, schistosomiasis, filariasis by collection of water from rivers by buckets. Likewise, the breeding of insect vectors in stagnant waters is an important health aspect.

Industrialization proceeds in developing countries, often without necessary precautions, and conversely microbiological pollution still causes serious problems in industrial countries, of which even the USA and Europe have had recent cholera outbreaks. Failure of treatment processes causes massive outbreaks, camping and tourism many smaller and scattered outbreaks; in addition, pollution and regrowth of opportunistic bacteria in pipe systems are a threat to weakened consumers such as

debilitated patients, the newborn or old, or patients subject to immunosuppressive treatment, operations, or radiation. Reuse, desalination, transportation and irrigation cause special microbiological and chemical problems in all parts of the world. However, the report will mainly take account of such diseases as are caused by piped supplies.

Organic micropollutants and toxic substances, including potential carcinogens, generally originate from industrial processes, but some can also be products of growth of algae and protozoa. Polluting substances of this kind can often be demonstrated, removed or reduced to tolerable concentrations with existing knowledge of this danger. The problem is much worse with substances of unknown toxicity. In addition in the setting of standards for water, the possible supplementary addition from other sources such as foods or the atmosphere, must be taken into account.

A prerequisite for treatment, prevention of pollution, control of and improvement of quality is the fixing of criteria and standards. Definitions must be given of the basic concepts of water quality and health, as well as a definition of the principles and procedures for the setting of standards, based upon recent statistical methods and philosophies regarding dose-response concepts. Current standards in all countries are still fixed empirically or are based upon tradition and often have little scientific justification.

WHO has for many years issued worldwide and European recommendations, which have served as guidelines for member countries, facilitating international cooperation in the combatting of disease and in the expansion of trade. This has been further elaborated within regions, such as by the European Economic Community Directives for raw water sources and treated waters. Furthermore, most countries have regulations founded in national legislation.

## **Brief historical outline of water hygiene**

Water is indispensable for the life of humans, animals, and micro-organisms alike.

The status of water supply is closely linked to the progress of hygiene and the whole civilization. Human dwellings and industry have been located where water supply was possible and the impact on ancient cultures is well documented. The ancients realized also that water might produce or disseminate disease and tried to remedy this by sophisticated technical devices and through legal and religious conventions.

The first studies by microscope in the world were made on water by Leeuwenhoek (1674) and elementary physical and chemical examination as to the control of salts, dry matter and gases of putrefaction ("miasma") were carried out to trace pollution before the discovery of micro-organisms.

Notwithstanding the surprisingly efficient technical devices invented and applied by the ancients, the fundamental lack of knowledge of the nature of infectious diseases was a serious handicap to combat waterborne diseases. In fact some chemical poisons e.g. lead and mercury, were better known. Of enormous importance, and not realized was the permanent reservoir of germs in the slave populations; later in slum populations, as well as in domestic animals in ancient towns. Times of war, catastrophes and great migrations also favoured the spread of diseases.

In Europe consciousness of the nature of waterborne diseases was activated during the cholera epidemics in the latter part of the eighteenth century. On the North American continent the same role was attributed to the fight against typhoid fever.

The importance of the filtration of raw water was documented during the 1890 outbreak in Germany; the disease was much more widespread in Hamburg than in the twin city of Altona, in which water was sand-filtered, although it had passed and received sewage from both towns.

The effect of chlorination was discovered after the turn of the century (1908) in the USA and this procedure was found to have an enormous effect, as had filtration previously.

In this century, with expanding knowledge of microbiology, and the introduction of bacteriological methods of water examination—dating back to Robert Koch (The "Plattengussverfahren") and to French authors as regards quantification by dilution methods (Vincent 1905, Dienert 1905, Gautié 1905)—a lot of well documented waterborne diseases have been identified. Waterborne diseases may be transferred directly by drinking or indirectly through infection of foods, either from water used in manufacturing, from irrigation or even by sewage polluted water environments in the case of sea foods. In any case water will be an essential medium for transfer. In later years infections through distribution systems will generally be due to some kind of accident of a technical nature (breakdown of chlorination, back-siphonage, cross-connections etc) and such episodes will result in explosive outbreaks involving many people. Infection from small defective water installations, often in the countryside (polluted wells on camping places are a frequent source), will result in an endemic condition with the attack affecting a small number of people at the time. Another important fact recently realized is that the dose of micro-organisms may be quite small with weakened micro-organisms, and will therefore only produce sub-clinical, light or atypical attacks in the primary cases, whereas these may be the point of exit for an outbreak through secondary infections. This will very often conceal the true origin of a waterborne outbreak.

Increased skill in the treatment of water and combat of infectious diseases generally caused a decline in the number of outbreaks, and of those attacked, until the middle of the twentieth century. But this position has been reversed, e.g. in the USA where a pronounced increase in outbreaks was reported by the Center for Disease Control, Atlanta.

There may be several reasons for this: increased sewage load, better reporting, advent of new micro-organisms. Although there has been a drastic decline in waterborne typhoid and cholera the Mills-Reinche theorem must be remembered: that for every death from waterborne typhoid there were several deaths from other diseases transmitted by the water route. The volume "Drinking Water and Health" (1977) contains a wealth of information as regards conditions in the USA.

## **Health criteria**

No final definition exists of the concept of health. WHO in its declaration describes health as a state of complete physical, mental and social well-being, not merely absence of disease.

In an attempt to measure the state of health it has been attempted to identify a set of health indicators, amongst which are the classical demographic characteristics: birth rate, death rate, infant mortality and life expectation. The industrial countries, in spite of wars and famine, have in the course of the last century experienced a decline in infant mortality and an increase in expectation of life for both sexes, and a decrease in death rates. However, the birth rate has stabilized itself also, resulting in almost stationary populations. The developing countries, on the other hand, have experienced this development recently and during a much

Table 1. Demographic characteristics

	Exp. of life		Birth Rate	Death Rate	Inf. M.	Tot. pop.
	Male	Fem.				
Au.	68.2	75.1	12.1	12.3	11.0	7 508 400
B.	67.8	74.2	12.4	11.7	14	9 841 654
DK	71.2	77.1	12.2	9.9	9.0	5 088 000
SF	67.9	76.7	13.5	9.2	10.1	4 757 000
F.	69	77	13.6	10.5	12.5	52 891 000
BRD.	68.3	74.8	9.8	11.9	17	61 322 000
Irl.	68.8	73.5	21.4	10.5	15.7	3 162 000
It.	69	74	12.6	9.5	16.9	56 827 000
Jap.	72.7	77.9	15.5	6.1	8.9	114 115 000
Ne.	70.8	76.8	15.9	8.3	16.9	14 000 000
Nor.	72.3	78.7	12.8	10.8	8.6	4 066 134
Pol.	67.4	75.8	19.0	9.3	22.5	35 049 000
Portug.	64.7	71.1	18.3	10.0	39.0	9 820 000
S. Afr.	60	30	10	80		24 000 000
Sweden	75.5	81.3	11.3	10.8	7.8	8 284 437
EW	69.9	76.0	11.6	12.0	13.5	49 175 000
UK SC	68.3	74.6	12.0	12.0	16.0	5 195 000
NI	67	74	16.5	11.1	17.0	1 536 000
USA	69.3	77.1	15.2	8.9	12.3	222 000 000

Table 1 gives some demographic characteristics inferred from the questionnaires: expectation of life for males and females, birth and death rate, infant mortality, and the total population. For the United Kingdom, EW (=England + Wales), Sc. (=Scotland), and NI (=Northern Ireland) are given separately.

shorter span of time. They have in many cases also retained their higher birth rates, resulting in a population explosion.

The problem is to documentate a possible link between water quality and health.

This is easily done in the developing countries where the population explosion is inseparably bound up with the problems of water resources.

Some of the rapporteurs responding from countries having a less homogeneous population, or being in an earlier stage of industrialization, stress the influence of water quality on infant mortality. Many of them, reporting waterborne outbreaks of the past, realize the influence which the progress of water hygiene has had on the favourable development of public health.

Figure 1 displays the observed s-shaped dose-response curve (percent response versus log dose, obs), the Probit transformation of these data, and the response curve computed by the method of Cornfield.

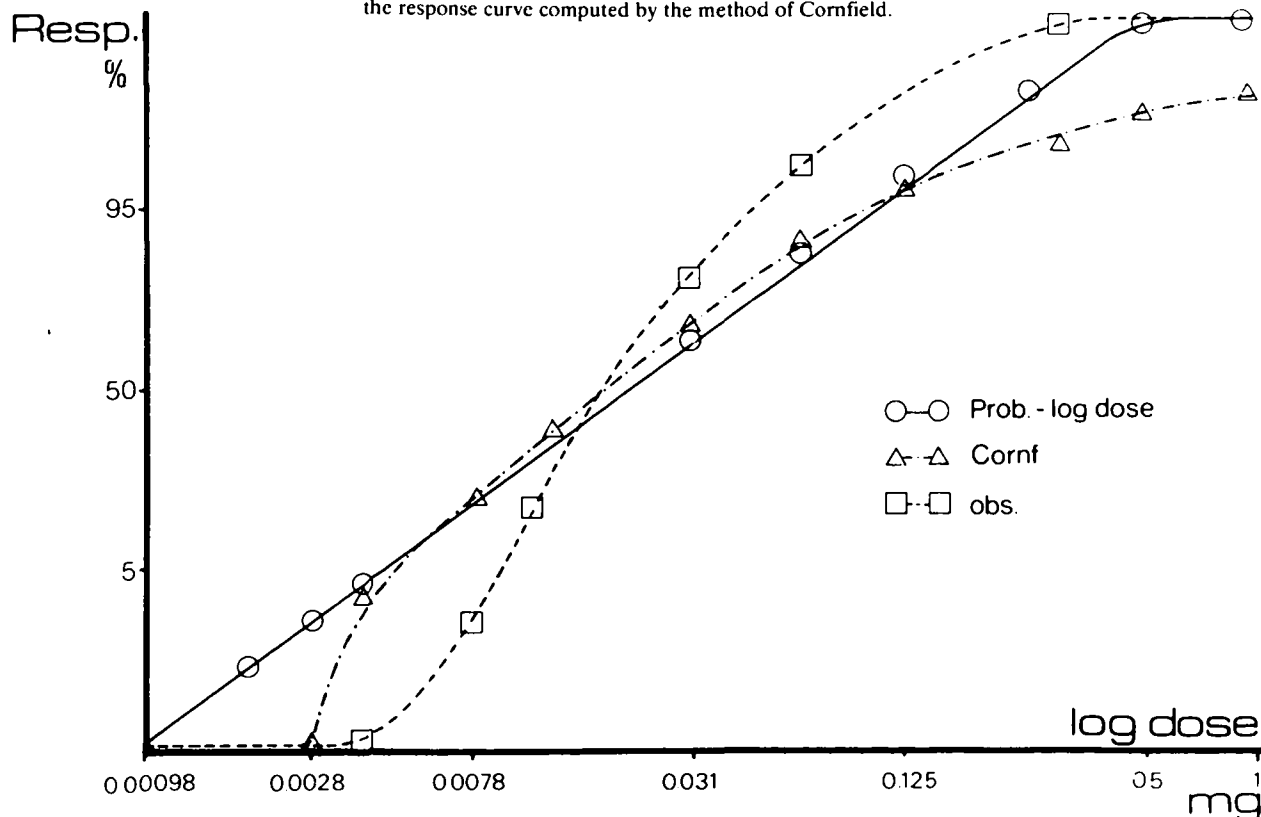


Table 1 gives the demographic components of individual countries.

The great issue of this report is to unveil the role of water quality today. Most national rapporteurs are of the opinion that demographic status today is not, or only marginally, influenced by the state of water hygiene. The problem of nitrates is mentioned by several rapporteurs; the possible relationship between soft water and cardio-vascular disease by others, as well as the influence of specific ions (Na, Mg, Se, F); the importance of lead and of asbestos fibres released from pipe walls, and finally the formation of haloforms by chlorination is stressed in some reports. The final proof of a cause-effect relationship is, however, missing in most of these cases.

In view of the wider definition of health now accepted, the right to have access to abundant, pure, wholesome and organoleptically satisfactory water must be considered a prerequisite for health and this already causes problems in some countries. Also the importance of unspoilt nature as an essential factor for the quality of life must be stressed, and even the slightest suspicion should be thoroughly investigated.

However, information is in many cases still lacking as regards to long term influence of small amounts of toxic substances or of the unfavourable composition of water.

In this presentation the main emphasis will be put on well documented cases of disease as reported.

## Water quality Threshold values and the minimal infective dose

The consideration of the concepts of water quality and health would be meaningless without some remarks on dose-response relationships and the existence of threshold values. These concepts are essential for both treatment and control based upon rational standards.

Chemical pollutants can have antagonistic or synergistic effects, and sometimes undergo changes in the

water environment resulting in detoxification or in a rise in toxicity, but generally they are only subject to dilution before reaching the consumer. After digestion, detoxification and modifications will also take place before they reach the target organ. The composite probabilities of ingestion, distribution, detoxification and attachment to the specific target organ determine their final activity (mutagenicity, carcinogenicity, gonadotoxicity).

There is considerable disagreement between toxicologists regarding methods for evaluation of the threshold value and the best model systems for establishing experimental evidence of toxicity (Bonde 1976, Hartley & Sielchem 1977, Hatch 1968). However, many such tests have already been adopted in water works practice. The author, favouring the one-hit theory of Kiefer (1971) and the reasoning of Cornfield (1977), is convinced of the possibilities of establishing workable threshold doses, and consequently of the meaningfulness of establishing "safe" maximum values.

The classical procedure in estimating thresholds is to transform the S-shaped dose-response curve of the observations and, following a Probit transformation to a straight line, to extrapolate to zero dose, a controversial procedure which rarely leads to unambiguous conclusions as to the position or existence of thresholds. Figure 1 shows the S-shaped curve of observations and the corresponding straight line after Probit transformation of the same data, and finally the more realistic "hockey-stick" curve after computations according to Cornfield.

With micro-organisms the problems are different; having established themselves in the target organ they can start multiplication, resulting either in an invasion of the mucous membranes or a local colonization and production of exotoxins. In other cases, after proliferation followed by decay, large amounts of endotoxins can be released and absorbed. No final agreement exists regarding the minimal infective dose for micro-organisms but generally the following points of view are accepted:

## Minimal dose of infection

Recent data from experiments with adult volunteers indicate that the dose for *Shigella flexneri* 2a is less than 200 cells (Du Pont, 1969). Likewise the data for entero-viruses with children may be as low as 1-2 plaque units (Plotkin and Katz, 1965), while for adults it may be the same or a little higher.

It is generally believed that for *S.typhi* and *V.cholerae* quite low doses are sufficient (3-5 organisms) whereas other Vibrios, *Salmonella* types and enteropathogenic *E.coli* require considerably higher doses ( $10^5$ - $10^{11}$ , McCullough and Eisele, 1951).

However, factors such as alteration of gastric function and acidity greatly influence the enteric route of infection. Raising the pH of gastric contents or facilitating gastric emptying can reduce the necessary dose considerably. It has recently been proved by giving Technetium-labelled drinking water to healthy volunteers and following this by a  $\gamma$ -camera connected to an on-line computer, that amounts as high as 50 ml taken between meals will pass the pylorus without delay (Mossel, 1976). This may explain observations demonstrating that chocolate, which is often taken between meals, although the bacterial content was only about 1-10 organisms per gramme, could still produce Salmonellosis.

The influence of the aqueous environment, the occurrence of micro-organisms in aggregates or in vacuoles of amoebae are other factors of importance in nature.

## Water consumption and demand

The demand for water may be divided into

- 1 (a) individual daily intake through drinks and food,
- 1 (b) other domestic demands, for personal hygiene, washing, dish washing, flushing of toilets, etc.
- 2 application by industry,
- 3 other applications in agriculture and farming, and other aspects of civilized communities, flushing of streets, fire extinction, etc. Loss of water during distribution is often included in this group.

The demands of categories 2 and 3 are quite varying, and sometimes covered by using water of secondary quality, whereas the personal demand is more constant in all countries.

Individual daily water consumption can be estimated at 1.0-2.0 litres for grown-ups, and 0.5-0.8 litres for children. However, the personal intake is distributed over several items such as (a) drinks prepared from local tap water (tea, coffee, soup, etc.), and drinking of raw water, (b) non-local tap water (beer, mineral water), and (c) non-tap water, such as milk, wine, citrus juice, etc. The intake of local tap water (a) has been estimated at a maximum of 60% of the daily water intake by Zoeteman and Haring (1976) and amounts to much less with people away from home or with other habits influencing the distribution of the three categories of drinks. Mean water consumption at the residence amounts to about 1/3 litres per person per day (0.4 litres for females, 0.15 litres for males).

These figures are very important as a basis for toxicological considerations and are actually quite invalidating for epidemiological studies based upon the assumption that the habitats of people also reflect the source of water intake. Another 2 litres are used for personal applications but the majority of domestic use is for washing (dishes, clothes, etc.), humidifying, irrigation, increasing greatly in recent years because of the introduction of domestic machinery.

## Distribution of the total water consumption

The total consumption per capita per day as given by the national rapporteurs varies between 50 litres and 833 litres and can also vary considerably within countries, as is apparent when data are given for individual regions. Thus within Norway the daily consumption covers the 350-570 litres, it is 128-274 litres in Belgium, within the United Kingdom it lies between 350 and 469 and within the USA between 555 and 833 litres. Some data regarding quantities and distribution are given in Table 2.

The consumption of water is, to some degree, influenced by climate, but much more so by habits, affluence, and availability of water, and can thus be above average in mountainous areas with ready access to raw water of good quality (e.g. Austria, Scotland, Norway).

Information regarding the various categories: household, industry and others, including e.g. irrigation, municipal services and losses, is not quite comparable. Some countries use mineral water for household purposes, in one country water for industry deriving from its own supplies is included. The Japanese rapporteur gives a very high figure for "irrigation" (included in "other").

Water for industrial purposes varies between 16 and 67% depending upon the nature of industry of the individual states; in thirteen of the regions, however, industrial consumption is between 16 and 39%.

The percentage used for household purposes varies between 16 and 74% and is more evenly distributed in this range.

Table 2. Water consumption (1977-78-79) in litres per capita per day, and as percentage in brackets.

	Household	Industry	Other	Total l.p.d.
Au.	154.9 (35%)	283.5 (65%)		438.4
B.	81 (63%)	29 (23%)	18 (14%)	128-274
DK.	244 (37%)	118 (18%)		
SF	160 (50%)	50 (16%)	110 (34%)	320
F.	31 (17%)	31 (17%)	118 (65%)	181
BRD	136	35 (789 mill. m <sup>3</sup> )	-	
Irl.	200 (65%)	41 (13%)	68 (22%)	309
Ital.	209 (74%)	73 (26%)	-	282
Jap.	47 (13%)	77 (21%)	237 (65%)	365 (319)
Ne.	104 (36%)	own suppl. 127 (44%)	5 (2%)	290
Nor.	150/200 (43/35%)	50/100 (14/18%)	150/270 (43/47%)	350-570
Pol.	190	-	-	-
Port.	20 (15%)	100 (77%)	110 (10%)	230 (130)
S. Afr.	197 (16%)	56 (17%)	-	-
Swed.	197 (53%)	56 (15%)	119 (32%)	372
Switz.	120 (40%)	100 (33%)	80 (27%)	300
UK	164.5 (47%)	188 (53%)	-	353
Sc.	132 (28%)	183 (39%)	154 (33%)	469
NI.	289 (68%)	132 (31%)		421
USA	185-278 (33%)	370/555 (67%)	-	555-833

"Other" includes general municipal services and water losses. Sc=Scotland, NI=Northern Ireland.

## Resource problems

Several countries report isolated resource problems because of increasing pollution of sources and droughts, and for that reason countries look for new catchment areas, and bring forward the building of reservoirs; countries that have previously used mainly surface water look for groundwater sources and vice versa; infiltration, recharging of groundwater and direct reuse of sewage is already practiced in countries with various problems today (Netherlands, South Africa). However, the recession of latter years in the industrial countries is evident in the restrictive policies enforced by economic trends.

Therefore, most countries plan to economize by improved equipment and abatement of pollution. A major problem in planning for most countries is to avoid pollution by potential pathogens, either the "natural" ones (nitrates), those formed in the works (the "trihalomethanes") and the wealth of new pollutants in the environment and in sewage as well as the atmosphere.

Most countries foresee essential increases in the demands for water by the year 2000.

Table 3 Percentage of raw water source in some countries

Nation	Gr. wat.	Artif. g.w.	Rivers	Lakes	Desalin.	Ind. Reuse	Dir. Reuse
Au.	99	-		1	-	-	-
B.	67	-	24	9	-	-	-
DK	99.7	-	-	0.3	-	-	-
SF	45	3	34	18	-	-	-
F.		22		78	-	-	-
BRD	67	-	34		-	-	-
Ir.	<5	-	<95	-	-	-	-
It.	88	-	12	-	-	-	-
Jap.	29	-	44	24	-	2	-
Ne.	65	20	15	-	1	-	-
No.	<5	-		95	-	-	-
Port.	60	-	25	15	-	-	-
Sw.	26	21		53	-	-	-
UK							
Thames	43.5		56.5	-	-	30-50%	-
UK							
Scotl.	5	0	8-15	80-90	-	-	-

For the United Kingdom, Thames Water Authority and Scotland were mentioned separately as examples.

## The raw water source

The countries responding differ widely as to their preference for source of raw water. Originally the choice of raw water source had been determined by the hydrological and geological conditions in the area, and this has influenced people's habits and traditions so as to cause a dislike for water of different origin. It is remarkable that big cities have often been founded near abundant surface water sources which were unpolluted at the time. Some mountainous areas like Norway and Scotland use predominantly surface water (90-95%), but others like Austria and Switzerland have abundant resources of spring water from caverns in the mountains which is considered to be groundwater supplies ("Karst Wasser"). Some countries must now resort to the production of artificial groundwater by infiltration, such as the Netherlands, Finland, Sweden, and France. Among surface waters, rivers are more frequently used than lakes. Desalination is used to a very limited degree (by Japan, the Netherlands and South Africa), and direct reuse of sewage is rare (South Africa). Groundwater is a more frequent source in lowlands (except Ireland). Table 3 gives the distribution of supplies from different sources. The American rapporteurs give the number of works (91% groundwater, 9% surface water) but surface water works supply a relatively greater part of the population. The sources are listed as groundwater (incl. cavern water) artificial (infiltrated) groundwater, surface water from rivers, from lakes, and dams, desalinated water, amount of directly or indirectly reused sewage.

## Pollution of the raw water source

The nature and amount of pollution is greatly dependent upon the raw water source and the impact of civilization.

The Austrian rapporteur mentioned slowly increasing concentrations of ammonium and nitrates caused by fertilizers in some regions. Traces of phenols and lignisulfuric acids are found near industrial areas. The "Karst" water (springwater) supplies have the disadvantages of high carbonate hardness and, recently, pollution from mountain hotels.

In Belgium groundwaters are polluted from organic and inorganic micropollutants into deep wells (phenol, arsenic, zinc). Of the surface waters, 72% come from the river Meuse and are much polluted by industry (steel, iron, phosphate, soda, chlorine).

The threats to Danish groundwater are intrusion of nitrates, saline waters and organic matter, whereas the

Finnish surface waters are polluted by phosphorous salts causing eutrofication. River water is more polluted than lakes.

French groundwaters and lakes are generally of good quality (A<sub>1</sub>, A<sub>1</sub>-A<sub>2</sub>), whereas rivers and infiltrated groundwaters are of inferior quality (A<sub>3</sub>-A<sub>2</sub>, A<sub>3</sub>-A<sub>4</sub> according to the EEC classification). A special problem is aluminium pollution in dialysis patients resulting in encephalopatitis; nitrates, methane, nitrosamines, pesticides, surface actives, parachlorphenol, DDT, PCB, benzpyrene, oestradiol have all been demonstrated due to pollution.

German groundwaters are generally slightly polluted with nitrates or NaCl. In German surface waters, however, a lot of different chemical pollutants may be found, such as halides, chlorobenzenes, phenolic components, alkyl chlorides, bromocompounds, DDT, TCDD, endosulfan, organophosphates, pesticides, KCl, phosphates, ammonia, heavy metals (in particular lead and zinc).

Irish surface waters are of good quality, but may be plumbo-solvent due to their softness.

Italian groundwaters are now and then polluted by chromium near industries; organic pollution may be found in surface waters; detergents, ammonia, and oils. In Japan, since the 1950s gradually increasing pollution of surface water has taken place with for instance Cd, Hg, F, and selenium. Fluorosis is seen in some areas. Groundwater pollution is no great problem in the Netherlands, but some chemical agents such as Cu, and Zn may be released in the pipework system due to corrosion (lead, Cd, brass, asbestos, phenols) and the same is observed in Norway.

In Poland groundwaters are polluted by nitrates, detergents, phenols or pesticides; surface waters are polluted by organic matter. Portuguese waters are polluted to a small degree; which also holds true for most South African sources.

In Sweden industrial pollution is relatively small as 99% of public waste waters are treated biologically or chemically, and 73% by both methods.

As in Austria pollution by tourists may be a menace to the pure spring waters of Switzerland. In addition pollution by nitrates may be seen. In the United Kingdom, in dry weather some lowland rivers may contain 25% treated sewage effluent. Other problems are nitrates and plumbo-solvency.

In the USA all surface waters are generally polluted and groundwaters to a variable degree.

In conclusion it may be stated that the chief menace to raw waters in agricultural lowland countries will derive from fertilizers, whereas in industrial countries a great deal of different polluting substances are an acute menace.

## Treatment of water

Raw water is treated to finished drinking water for technical, organoleptic and health reasons. Drinking water must be pure and wholesome, i.e. clear, cool, palatable, without harmful micro-organisms and chemical substances. There are no discrepancies in the demands put on drinking water by the rapporteurs. However, the much varying raw water qualities necessitate widely varying technical procedures, and in some cases compromises with regard to temperature and organoleptic quality, whereas the demands as regards freedom from harmful micro-organisms and poisons are absolute.

Water of underground origin must generally be treated for technical reasons by aeration to remove iron and manganese, sometimes hydrogen sulphide or rarely methane, followed by filtration generally on rapid sand filters (UK slow sand filtration); in some countries

Table 4. Treatment of groundwater

Country	Aeration	Filtration	Disinfect.	Stabiliz.	Softening
Au.	+	X	30%	X	-
B.	+	+	+	-	X
DK	+	+	±	X	-
SF	10%	16%	21%	50%	X
F.	X	X	X	X	X
BRD	+	+	+	+	+
Irl.	-	-	+	X	-
It.	+	+	+	±	±
Jap.	+	+	+	-	-
Ne.	+	+	X	X	X
No.	+	-	±	-	±
Pol.	±	X	+	-	-
Port.	±	±	+	+	±
S. Afr.	-	+	+	+	+
Switz.	+	-	-	-	-
UK	X	+	+	+	+
USA	+	±	+	+	+
USSR	-	-	-	-	-

where there is aggressive water this is stabilized, and others with calcareous waters apply softening processes by ion exchange. Disinfection, mostly by chlorination, is practised by two-thirds of countries where there is a tradition of this, because of the predominant use of surface water, or where an imminent danger of pollution exists. In the remaining countries disinfection is only practised in an emergency. In recent years the importance of the ionic composition and the formation of haloforms by chlorination has added interest to treated groundwaters, which pose very few problems as regards pollution, and can be effectively safeguarded by protective zones.

In Table 4 the different kinds of treatment are indicated, either as a percentage or graded as; +=always or common, x=occasional, ±=rare, and -=never or no information.

The diversity in treatment is even bigger for surface waters depending upon the source, river or lake, and the degree of pollution. The unpolluted or slightly polluted water courses of Ireland, Scotland, and Norway demand a much smaller degree of treatment than the waters of heavily industrialized regions like the Rhine and the Meuse. In Denmark and Austria surface waters are seldom used (lakes only). All surface waters are disinfected, mostly by chlorine. Storage as the initial stage is uncommon, as are biologically active filters. In Table 5, as in Table 4, +=common, x=occasionally, ±=rare, -=never or no information. A few countries give percentages.

## Methods of disinfection

Chlorine is still the most frequently used disinfectant, and mostly applied as chlorine gas. France applies breakpoint chlorination, and in Finland, Italy, the Netherlands, and the USA, high initial concentrations of 15-20 mg/l are applied in some works, while others have initial concentrations in the range 0.5-5 mg/l. The residual concentration is much more uniform 0.05-0.1 or 0.6-2 mg/l. Hypochlorite solution is used more rarely (by Austria, Belgium, Finland, France West Germany, Japan, Norway, Portugal, Sweden, the USA and USSR).

Chlorine dioxide is also gaining ground (Austria, Belgium, Finland, France, West Germany, and Sweden, and on an experimental basis by a few other countries). Ultraviolet light is used now and then, mostly for groundwater disinfection (Finland, Austria, Norway, and the USSR). Ozonization is also gaining ground and applied in concentrations of 0.05 to 1.2 mg/l (Austria, Finland, France, BRD, Sweden, Switzerland, the USA and USSR); in other countries it is used rarely and on an experimental basis.

Treatment processes, which were for many years



Table 5.

Treatment: Country:	Storage	Straining	Slow sand. filter	Coagul.	Floccul.	Adsorp.	Ozone	Chlor.	Sediment.	Rapid Filter	Biol. act. filter
Au.	-	-	+	-	-	-	-	+	-	-	-
B.	±	+	+	+	+	+	+	+	+	+	+
DK	±	±	-	+	±	±	±	+	+	+	-
SF	40%	0.2	0.2		95%	20%	38%	98%	83%	97%	-
F.	+	-	+	+	+	+	+	±	+	+	+
BRD	+	+	+	+	+	+	+	+	+	+	+
Ir.	-	-	-	-	-	-	±	+	-	-	-
It.	-	±	±	+	+	X	±	+	-	+	-
Jap.	+	-	+	-	+	-	-	+	-	+	-
Nc.	+	X	+	+	+	+	+	+	+	+	+
No.	-	+	-	X	±	-	±	+	-	±	-
Pol.	±	±	±	+	+	X	X	+	+	+	-
Port.	±	±	±	+	+	±	+	+	-	+	-
S. Afr.	+	+	±	+	+	±	-	+	+	+	±
Sweden	±	-	36%		78%	-	±	±	-	80%	-
UK	+	X	+	+	+	+	-	+	-	+	+
USA	+	+	±	+	+	+	±	+	+	+	+
USSR	+	+	+	+	+	+	+	+	+	+	+

considered only beneficial, have now caused their own health problems, the reason for this rather comprehensive survey of treatments.

Finally an enrichment by addition of natural substances takes place in many countries, mostly fluoride (Finland, Ireland, Poland, Portugal, the UK, USA, and USSR) although the application is only regional on request of health authorities. Also Ca and Mg are added by some countries (Austria, Belgium, Finland, France, West Germany, Norway, and Sweden).

## Changes in investment

Two problems are reflected in the investment plans of many countries: resource problems entailing a need for new catchment areas, or changes to other resources. This has been accentuated by the droughts experienced recently by several countries. The other characteristic feature is the economic recession which has affected several industrial countries. Such countries, therefore, want to put the emphasis on more advanced and economic measures including also more refined laboratory methods. Furthermore, the recent expansion in detecting the formation of toxic substances during treatment have forced water authorities to try to remedy these without losing the protective effect. Austria has expanded her plants by more than 100% in 4 years. In Belgium, advanced methods for treatment and storage are elaborated. Denmark envisages a great increase in demand before the year 2000 and must make more use of surface water and experiment with recharging of partly purified sewage. Finland had a decrease in investment and a decrease in consumption in 1977-78, but consumption of groundwater has increased 31-42%. In France it is attempted to use less chlorine and to increase the use of polyelectrolytes as flocculation agents. West Germany likewise is attempting to reduce the concentration of chlorine, and Italy is increasing the use of ozone and granulated activated carbon for flocculation. In Japan an increasing percentage is treated by rapid filtration and disinfection; the number of water systems is declining, but the construction costs are rising fourfold. The Netherlands want to promote groundwater supply and recharging and to minimize chemical oxidation. Norway is promoting the application of ultraviolet disinfection and an increasing groundwater supply, a hardness reduction, and better cooperation between municipi-

palities. Poland plans to promote: aeration and filtration to reduce iron, centralization and modernization of works and methods, like Portugal which is introducing new standards for control. South Africa faces major resource problems, and in Sweden there is a trend to use more surface water due to the merging of smaller waterworks. Switzerland seeks new catchment areas, and an extension of the zones of protection, a blending of sources, and a decline in nitrate content. In the UK the most important step is improvement of older works, and of instrumentation for control; experiments are being made with disinfection methods for viruses, and major new upland sources are being explored. The USA is working to try to move the point of chlorine application, and to use other disinfectants. In the Soviet Union a continuous improvement of standards is going on, and it is attempted to replenish subterranean water resources by infiltration.

## Water supply authorities and institutions

Just as the raw water source may influence quality so also may the authorities and institutions supplying drinking water. The qualifications of personnel and technical standards may be influenced, and in some countries the rules of surveillance and control are different according to the magnitude of supply, although the bacteriological and chemical standards and the methods recommended for examination are the same. The national reports give the general impression that the smaller private, individual supplies are often of inferior quality. The information given by the National Rapporteurs is not comparable as some indicate a distribution of water supplies according to the amount of water supplied or to the number of persons served, whereas others give the number of supplies. The institutions are divided into public (state or municipal), commercial and private (individual) supplies; in the latter case often private wells. The Netherlands and Belgium have only public supplies, in other countries the reports concern only public supplies such as in German, Poland, Portugal and the USSR. Comparable percentages, according to the general rapporteur's belief, based upon the number of consumers or on the amount of water supplied are given in Table 6.

Table 6. Percentage distribution of supplying authorities.

	Public	Commercial	Private (Individual)
Austria	52%	0	48%
Denmark	58%	25%	17%
Finland	64%	9%	27%
Ireland	90%	0	10%
Italy	95.5%	3%	1.5%
Sweden	84%	0	16%
Switzerland	84%	0	16%
U. Kingdom	76%	23%	1%
USA	61%	20%	19%

South Africa indicates a much varying distribution in different regions. In France 26% of works are public, 26% are commercial, and 48.4% private. The figures for Japan are 78% (10% big, 68% small), 0.8% and 22%, and for Norway 75% municipal and 25% private works (small, serving less than 100 persons).

## Diseases and nuisances

Waterborne diseases may be divided, according to the validity of the cause-effect relationship, into well documented illness and a group of only hypothetical relationships; as a third group nuisance agents may be mentioned, which must be included in view of the WHO definition of health. It is quite often very difficult with waterborne diseases to prove a cause-effect relationship, a fact which justifies the wide-ranging preventive measures applied in water hygiene, the comprehensive set of analyses, and the scrupulous methods of examination prescribed. The quality of water as a public amenity must be above any suspicion.

It goes without saying that this review will take mainly drinking water problems into account, although the whole water cycle is a continuum. Some agents are only active after enrichment in foods (mainly seafoods) such as *Vibrio parahæmolyticus* and *Cl. botulinum* and others are only transmitted by untreated surface water, sewage and sludge like zoo-parasites. Little information is available on the mucoplasmas, pathogenic yeasts and fungi, tuberculosis, brucellosis, leptospirosis and tularaemia (a case is mentioned by the Swedish rapporteur) in relation to dissemination in drinking water.

In all countries infectious diseases, including those that may be waterborne, are notified to the public health authorities. However, the notification systems and habits of doctors vary greatly in individual countries. The following presentation will, therefore, be biased and can only be applied as a guideline, not as an estimate of the actual state of waterborne disease in the different countries.

## The micro-organisms

### *Vibrionaceae:*

Within this family two genera *Vibrio* and *Aeromonas* are of pollutional origin but both generally prefer halophilic conditions for growth. They are chemo-organotrophs and oxidase positive with fermentative metabolism. Two species of the genus *Vibrio*, *V. cholerae*, and *V. parahæmolyticus* can produce disease in man; members of the genus *Aeromonas* are mostly pathogenic for coldblooded animals.

The organisms associated with epidemics: *V. cholerae*, biotype *cholerae*, and biotype *eltor*, both belong in the same antigenic serogroup 0:1; however, strains of other serogroups can produce similar, but generally milder diarrhoeal outbreaks (so called N.A.G. vibrios).

The disease cholera has been endemic in southern Asia for centuries, and 6 pandemics have spread from

there (between 1817 and 1923), caused by the biotype *cholerae*; the latest pandemic of 1961, which even reached Europe in 1970, was caused by the *eltor* biotype. The main symptom, watery diarrhoea, is caused by an enterotoxin, which stimulates the production of adenylcyclase followed by an accumulation of cyclic AMP, which disturbs the water and electrolyte movements across the cell wall.

The cholera vibrios exhibit a high specificity for man with no secondary hosts and are specifically propagated via water routes. They are quite sensitive to desiccation, sunlight, acid pH, predation, and elevated temperatures.

### *Enterobacteriaceae:*

Since the Moore sewer swab method was introduced to demonstrate the excretion of *Salmonella* from carriers (Moore, 1948), and the early publications of Stryszak (1949), Steiniger (1955), Buttiaux and Leurs (1953) and of Greenberg et al. (1957), pathogens of the *Salmonella* genus have constantly been demonstrated, also by quantitative methods, in coastal waters, in purification plants, and in raw water intakes for drinking water supply, and sometimes in treated drinking water.

Sewage treatment processes were often found only to reduce the content of these pathogens to a very slight degree, or not at all. In other cases reductions of 80–90% were found (McCoy, 1957; Mathews, 1956). This reduction, however, depends completely upon the proper operation of the purification plants, and under all circumstances the treated effluents will still contain a high percentage of the micro-organisms present in raw sewage (Kabler, 1959).

Ten years ago, WHO reported that typhoid fever still represented a menace to health in Europe, in particular because of polluted water supply systems. This statement was based upon surveys from national controlling laboratories of 13 European countries (Austria, Belgium, Bulgaria, Czechoslovakia, West Germany, Finland, France, Greece, Italy, Holland, Norway, Rumania, and Yugoslavia), which altogether had reported 9 outbreaks with a total of 1 123 cases, and the number of secondary cases was even higher. In Sweden 10 outbreaks were reported in the years 1911–39. Other salmonellas than typhoid were reported in almost 3 000 instances, of which 280 were caused by polluted water.

Reports on outbreaks of waterborne typhoid were reviewed by the Public Health Laboratory Service Standing Subcommittee in Britain (1978), which stressed the current very low incidence. In the USA Craun & McCabe (1973) described 358 outbreaks occurring between 1946 and 1970 affecting 72 358 persons. Of these, 53 outbreaks were due to typhoid, 297 to other identified bacterial and viral agents, and the remaining were of unknown etiology.

The effect of chlorination on *Salmonella* seems to be about the same as on the indicator bacteria in the vegetative state, contrary to the effects on viruses, which depend primarily on other factors (the oxidation-reduction potential) and may be slower than that of the indicators (Lund, 1970; Shuval et al. 1966).

## Transfer of plasmids

Another recently demonstrated problem is the transfer of R-factors, entailing resistance to antibiotics, e.g. from *E. coli* to *Salmonella* and *Shigella* strains thus causing serious danger to future clinical treatment (Smith, 1970, 1971).

Of the respondent countries, 4 made comments on this (Italy, South Africa, UK, and USA). Giammanco et al. (1968) report an increasing frequency of multi-resistant strains of *Shigella* and *S. typhimurium*, but do not

explicitly relate this to sewage or water treatment, whereas Grabow et al. (1976), examining the behaviour of coliform bacteria with transferable drug resistance, concluded that sewage should be treated with more advanced methods prior to discharge. The Water Research Centre (1979) concluded that antibiotic-resistant organisms do not change their resistance pattern during sewage treatment. The USA rapporteur described an ongoing project to study the origin of multi-resistant coliforms present in potable water supplies.

#### *Shigella:*

Bacillary dysentery is primarily a human disease, and the route of infection is from persons, although it may be transmitted by food and drinking water, dependent upon the hygienic conditions. Of the 4 subgroups *Sh. sonnei* and *flexneri* have been most frequently in the environment and cause enteritis through invasion. Thirteen outbreaks of shigellosis with 2 747 cases were reported for the years 1971-74 in the USA (Drinking Water and Health, 1977). Outbreaks in Scotland, Leicester, and Rochdale were reported by the Public Health Laboratory Service Sub-committee (1978) and in South Africa by Schoup et al. (1977). The Swedish rapporteur reported 6 outbreaks (up to 1960).

#### *Yersinia:*

This organism produces different types of intestinal disorder and also systemic symptoms like arthritis.

Two species *Y. enterocolitica* and *pseudotuberculosis* have been demonstrated in water; but pigs and rodents are the main natural reservoirs. These organisms are ubiquitous and have also been demonstrated in milk and ice cream. Although isolated with increasing frequency since 1955, there is not sufficient

knowledge of the dose of infection, or the survival time in the environment, and these organisms are technically difficult to identify and quantify.

#### *Pathogenic E. coli:*

Some *E. coli* strains have been associated frequently with outbreaks of infantile diarrhoeas and are, identified by serological methods, located in 10 0-groups. Recently it has been discovered that strains different from these classical enteropathogenic *E. coli* may also cause acute diarrhoea in adults. There are two different modes of action; the invasive strains penetrating the intestinal mucosa like *Shigella*, and the toxin producing strains forming two enterotoxins in the gut, one acting by the same mechanism as the cholera toxin (the heat labile enterotoxin) is transmitted by a plasmid (Gyles and Barnum, 1969).

Simple methods for the characterization of these types do not exist, which is deleterious to epidemiological studies. The enteropathogenic coli are very important as the cause of Traveller's Diarrhoea and other diarrhoeal conditions in hot climates (Banta et al. 1964; Schoup et al. 1977). Some claim that 1-5% of *E. coli* may be of this type (Geldreich, 1973).

Enterotoxigenic strains are found with high frequency in developing countries (40-50%) but are extremely rare in developed countries in colder climates (except imported cases). The frequency of the invasive type is also reported to be very low (Schoup et al. 1977).

#### *Klebsiella and Enterobacter spp.:*

Some *Klebsiella* species found in water are quite indistinguishable from pathogenic types (Gavini et al. 1977), and many form labile enterotoxins (Schoup et al. 1977).

Table 7. Human enteric viruses that may be present in water.

Virus group	Number of types	Disease or sign caused
<b>Enteroviruses</b>		
Poliovirus	3	paralysis, meningitis, fever
Echovirus	34	meningitis, respiratory disease, rash, diarrhoea, fever
Coxsackievirus A	24	herpangina, respiratory disease, meningitis, fever
Coxsackievirus B	6	myocarditis, congenital heart anomalies, rash, fever, meningitis, respiratory disease, pleurodynia
New enteroviruses	4	meningitis, encephalitis, respiratory disease, acute haemorrhagic conjunctivitis, fever
<b>Hepatitis type A</b> (probably an enterovirus)	1	infectious hepatitis
<b>Gastroenteritis type A</b> (probably an enterovirus)	2	epidemic vomiting and diarrhoea, fever
<b>Rotavirus (reovirus family)</b> (gastroenteritis type B)	7	epidemic vomiting and diarrhoea, chiefly of children
<b>Reovirus</b>	3	not clearly established
<b>Adenovirus</b>	> 30	respiratory disease, eye infections
<b>Parvovirus</b> Adeno-associated virus	3	associated with respiratory disease of children, but etiology not clearly established

(from Melnick et al., 1978).

*Aerobic and anaerobic sporeforming bacteria, bacillus and clostridium:*

*Cl. botulinum*, a dangerous pathogen, can be differentiated into 6 toxin types A<sub>1</sub>-G on the serological specificity of the toxin, but is not of any direct importance in drinking water hygiene. The role of *Cl. perfringens*, except as an indicator, is also obscure.

## Viruses in drinking water

Viruses by their size and structure differ essentially from bacteria in their relationships to the environment. They are only transmitted from host to host. They are filtrable and too small to be seen with a light microscope; they multiply only within suitable host cells and transmit diseases with different clinical pictures for the same agent. Their behaviour in the environment is largely dependent on their protein character. They may be divided into three groups of which one contains elements that are labile and require direct contact between individuals, others are sufficiently stable to remain active in water, and some can even withstand drying. Members of the second group are acid stable and produced in cells of the intestinal tract of humans and animals. These enteroviruses are quite species specific. In polluted water there may be encountered: enteroviruses (polio, coxsackie, and ECHO), adenoviruses, and reoviruses (cf. Table 7). They are small to intermediate in size (20-80 nm), consisting of either DNA or RNA and surrounded by a dense protein shell. Also the agent of infectious hepatitis, for which no cultivation method exists, is frequently transmitted by water, and is by far the most important viral agent in drinking water outbreaks. About a 100 different serotypes of enteric viruses may pollute drinking water. Table 7 gives a survey of human enteric viruses that may be present in water.

In faeces, more than 100 different enteric viruses may be present, in up to 70-90% of faecal samples and in numbers varying from 0 to more than a million plaque forming units per g (Geldreich, 1978). In sewage a dilution of about 1:2000 takes place, and in receiving waters a further dilution of 1:100-1:1000.

Eight outbreaks of poliomyelitis in Europe and North America were eventually attributed to transmission by water, but only 1 of them was adequately documented. This occurred in Huskerville, Nebr., in 1952; at least 45 people became ill after contamination of a municipal water system.

Published reports of 50 hepatitis A outbreaks, attributed to contaminated drinking water, were summarized by Mosley (1967), who found the evidence of transmission by water to be convincing in only 30 of the 50 outbreaks cited.

Craun et al. (1976) reported 13 outbreaks of waterborne hepatitis that affected 351 people during 1971-74. Although hepatitis A has been implicated epidemiologi-

cally in some 66 waterborne outbreaks since 1946, there is no evidence of its transmission through correctly operated conventional water treatment systems, except where defects in the distribution system have been found to be the source of contamination (Craun, 1976). About 40 358 cases of hepatitis were reported in 1974 (Center for Disease Control, 1974), but only a small fraction of these cases was transmitted by water.

Since most waterborne outbreaks involve breakdowns or deficiencies in water treatment systems, they are usually signalled as waterborne by their localization in one city or district and by evidence from coliform counts of unsafe water.

Non-specific gastroenteritis is not a reportable disease in the USA, and has been called "sewage poisoning", "summer flu", and "unspecified diarrhoea". Symptoms include nausea, vomiting, and diarrhoea. No single etiological agent has been identified; comparable illnesses may be caused by *Shigella sonnei*, *Salmonella typhosa*, enteropathogenic *Escherichia coli*, and *Giardia lamblia*, as well as non-bacterial agents. The "Norwalk agent" and other viruses may eventually take their place among the known etiological agents of gastroenteritis, but some questions as to how viruses may cause gastroenteritis have not yet been answered. Infants whose intestines are infected with oral poliomyelitis vaccine virus do not show the symptoms of gastroenteritis.

Rotavirus has recently been acknowledged as one of the most important agents of infantile diarrhoea, having been detected in 16-90% of such cases (Schoup et al. 1977), and might also be an important etiological agent in the numerous cases of "gastroenteritis of unknown etiology". The demonstration of rotavirus, however, is still dependent upon negative straining electron microscopy or by a reverse complement fixation test.

Three factors are essential with regard to the behaviour and demonstration of viruses:

- 1 Their tendency to adhere to each other and to other particles,
- 2 Their relative resistance to chemical disinfectants,
- 3 The occurrence, as to types and amounts, reflects to a higher degree than bacteria the epidemiological situation in the community (also demonstrated by the occurrence of vaccine poliostrains) (cf. Berg et al. 1976; Melnick et al. 1978).

Two problems, principally the same as for other pathogenic organisms, are important: concentration and enrichment of the sample. Methods for virus demonstration have been developed in recent years so that very large amounts of water (up to 2 000 litres) can be examined, and a concentration of 20-40 000 times may be achieved.

The amount of virus present in polluted surface water may vary over a wide range. The available data suggest that raw potable water sources, subject to pollution from waste water discharges, may contain significant numbers of enteric viruses.

Conventional treatment in water supply (coagulation, sedimentation, filtration, and disinfection), to produce treated water, is expected to result in removal or inactivation of a minimum of 6 log<sub>10</sub> of virus (Clarke, 1976). Barring gross contamination of treated water, only low numbers of viruses are likely to occur in properly treated supplies. Such small amounts of virus are likely to be detected only by highly efficient methods.

The reduction by chlorination depends upon the protein character of viruses, and chlorine is only effective if the breakpoint is reached. Even then, highly treated effluents may contain viruses (Berg et al. 1976).

Table 8. Waterborne outbreaks of hepatitis. A by source of contamination 1946-74 (after "Drinking Water and Health" 1977)

Cause	Municipal Systems	Semi-public and Individual Systems
Untreated surface water	1	10
Untreated ground water	4	26
Inadequate or interrupted disinfection	3	5
Contamination through distribution system	11	1
Insufficient data to classify	3	2
<b>TOTAL</b>	<b>22</b>	<b>44</b>

## Pathogenic zooparasites, and algae

### Toxin producing organisms

Phytoplankton, zooplankton, and some bacteria can produce powerful exotoxins. The toxin producing bacteria can with difficulty multiply and produce exotoxins, except perhaps in sewage, sludge, and in marine and waste water sediments in some areas. By the decay of Gramnegative bacteria, endotoxins can be released, sometimes in considerable concentrations e.g. in humidifiers and filters. This is a problem which is being investigated at present by the author. By a quantitative version of the limulus lysate test the production of endotoxins can be graded. Such endotoxins can cause conjunctivitis, general malaise and vomiting, but the extent of this problem is yet to be clarified.

It is well known that endotoxins released by some 30 species of phytoplankton can cause gastroenteritis, paralysis, and hepatopatia with rapid death of animals in fresh water, or of domestic animals drinking from lakes, in particular during algae blooms. With humans no fatal cases have been reported. However, skin affections like urticaria, conjunctivitis, and a single case of diarrhoea, besides infections of mucous membranes have occurred, in particular with children wading or bathing in lakes or brackish water.

The most frequently described species are (cf. Vogler, 1967, Aziz, 1974):

- 1 *Nodularia spumigena*, Mert: Target animals: sheep, dogs, horses, swine, ducks  
Cutaneous manifestations in man
- 2 *Oscillatoria locustris*
- 3 *Microcystis flosaqua* (Allergic reactions in man)
- 4 *Microcystis aeruginosa*, Kützing (Diarrhoea in man)
- 5 *Anabaena flosaqua* (Cirrhosis of liver)
- 6 *Aphanizomenon flosaqua* (Allergic manifestations in man)
- 7 *Oscillatoria* (creates tastes and odours)
- 8 *Chrysophyceae* (kills fish and shrimps)
- 9 *Diatoms*

Only one zooparasite, *Gonyaulax*, produces a toxin in *Mytilus edulis* and can cause death in man without botulinum like symptoms.

Eighteen of the countries responding had no reports on the toxic effects of algae on humans, but the USA rapporteur mentioned one doubtful case. The Norwegian rapporteur mentioned a series of instances of death of seagulls, fish, clams, cattle, and sheep caused by *Anabaena*, *Thiocystis*, *Microcystis aeruginosa*, and blue green algae.

Tastes and odours from growth of micro-organisms is a much more common problem, and most countries have reported complaints ranging from frequent to sporadic. In groundwater supplies aftergrowth of sulphate reducers and of sulphur and iron bacteria (*Leptothrix*, *Gallionella*) causing tastes and odours is not uncommon. Methane-containing waters contain enough organic matter to support growth of micro-organisms on a scale like that of surface water.

Only a few waterborne parasites have been observed as etiological agents for human disease. In piped water the most important is *Giardia lamblia* which has caused very big outbreaks (most important agent in 1974 in the USA).

The pathogenic amoebae *Naegleria fowleri* and *gruberi*, causing primary meningoencephalitis have been isolated from swimming pools, sewage, and tap water (cf. De Jonckheere & Van der Voorde, 1977), and many also act as allergens in the dry state (in humidifiers and saunas).

## Some waterborne infectious diseases in the last decade

The national rapporteurs were asked to give examples of outbreaks in the last decade. The replies, of course, were much biased and did not give a comparable picture of the status within these countries, but can only be regarded as examples. As notified by the rapporteur in Austria only a small number of cases of the conventionally waterborne diseases were proved to have this origin. In Belgium, 1 outbreak had been reported, due to the inundation for 3 days of a groundwater source by polluted raw water, affecting 1 500 people. In Denmark a hepatitis outbreak in a private supply was reported, 2 other major episodes in provincial towns with cases in the hundreds were of unknown etiology. The Finnish rapporteur mentioned 1 case in 1979 with about 3 000 cases, possibly due to *E. coli*. Allergic lung disease of an epidemic nature was observed due to breathing steam in a sauna. The causative organism was not found. A similar case was registered in Sweden 1976. In Italy there has been no record of waterborne outbreaks in the last 10 years. The 1973 cholera outbreak in Naples was not due to drinking water supply but to sea food and irrigated vegetables infected by sewage. However, the general disinfection of all drinking water ordered by the Health Ministry caused a general decline in the number of typhoid-paratyphoid-dysentery infections in Italy.

In West Germany waterborne health injuries have been only rarely reported in the last 10 years. A dysentery epidemic in 1978 involved 2 450 cases for a few weeks out of 12 000 inhabitants, and *Shigella sonnei* was found to be distributed throughout the water pipes of the region. *E. coli* was demonstrated in these samples whereas the germ counts were below the "limiting values" of the "Trinkwasserversorgung". During repair works the system had been polluted by a nearby septic tank. Typhoid infections were found in 2 out of 6 children who had consumed water from a brook polluted by sewage from a carrier's dwelling.

A fatal case of paratyphoid was caused by a child falling into a polluted brook. These two latter cases could not be prevented by drinking water regulations, but by those for sewage.

A bigger typhoid outbreak occurred in October 1974 in Baden-Wurtemberg; 383 cases and 34 secondary contacts were enumerated. The source of infection was probably infected potato salad prepared from polluted well-water. Very high germ counts, *E. coli*, coliforms, and *S. panama* were demonstrated. It is the impression that the regulations for sewage disposal and in particular for small private water supplies must be improved. Aftergrowth in pipes may also be a problem (*Bacillus*, *Ps. aeruginosa*). Bottled waters as a source of infection were mentioned. Virus infections from drinking water were not recorded in West Germany.

The Norwegian rapporteur reported five outbreaks of waterborne disease due to infection of drinking water by sewage; two smaller outbreaks of *S. paratyphi*, one of hepatitis; two bigger outbreaks were due to the dysentery bacillus and one of unknown origin. In Poland 1 outbreak or less per year of waterborne infectious disease was recorded. One virus hepatitis outbreak was probably connected with a water pollution episode. In South Africa no major outbreaks have been reported. Special problems follow from the application of recycled water at the Windhoek works. The critical situation did not allow a long and detailed epidemiological study before the introduction of recycling of water. Data was available on the incidence of salmonella and shigella and of infectious hepatitis cases as far back as 1964, and to date there has been no significant change in the disease pattern of the area. On routine monitoring no enteroviruses or rheoviruses were isolated at any time from the final effluent (10 litre samples) or from the effluents of any of the units of the waste water purification plants

following breakpoint chlorination. Enteroviruses were, however, isolated from the raw surface water supplies. Long term epidemiological studies on consumers of reclaimed water in Windhoek as well as microbiological and chemical studies led to the belief that adverse effects should not be expected. The evaluation of gastroenteritis prevalence in the study and control population has even shown a marginally lower incidence rate in people who consumed reclaimed water.

The UK national rapporteur was of the opinion that although there are 2 or 3 cases of typhoid fever in that country each year, none are the consequence of waterborne infection through the public drinking water supply, the Croydon outbreak 1937 being the last documented waterborne typhoid outbreak. Most cases are due to food or to foreign travel. Dysentery and gastroenteritis have been reported in Scotland; 13 cases of paratyphoid were eventually traced to a sewer leaking into the water supply; small outbreaks of paratyphoid were found in Yorkshire in 1972, and cases of gastroenteritis in Rochdale in 1974.

The USA national rapporteur (with reference to "Drinking Water and Health") described 192 waterborne disease outbreaks during 7 years with 36 757 cases of illness and 1 000 deaths. These are associated with some form of breakdown in quality control. Studies have shown a relationship between water availability and diarrhoeal diseases, and this is probably reflected in infant mortality among groups with inadequate water supplies.

In Japan cases of dysentery, typhoid fever and cholera were recorded in the 1880s but have now decreased markedly, since 90% of inhabitants get water through waterworks. In 1935 infectious diseases accounted for 43.4% of total mortality. In 1948 there were 96 462 cases of dysentery due to damage to water works during the war; in 1955, 20.4% of deaths were attributable to infectious diseases. Now (1977) they are rare: the frequency of cholera and poliomyelitis is zero, of dysentery 737 cases, of typhoid fever 340, of paratyphoid 77. It is concluded that water hygiene has contributed greatly to the improvement of health in Japan. In the Japanese report only 10 outbreaks of unknown origin were reported.

In Portugal a big cholera outbreak occurred during the summer of 1974 with minor outbreaks in 1971 and 1975. Not much is known about the influence of pollutants on public health at present.

The Swedish rapporteur mentioned a total of 12-13 outbreaks in the last 10 years, of which 4-5 were insufficiently described, and another 3 were of unknown etiology. among documented outbreaks there has been one of epidemic hepatitis A, 1 due to *Shigella (sonnei)*, 1 due to *S.typhimurium*, 1 to *Tularemia*, and the biggest one in 1977 with 2 000-3 000 cases, was probably due to other agents amongst which was rotavirus. These outbreaks were due either to technical breakdown or pollution of private wells.

In Switzerland, which was affected by the big Zermatt outbreak in 1963, waterborne diseases may still occur.

## The present status of infectious disease prevalence

The present status is estimated in Table 9 which gives details of all notified cases of diseases that may be spread by the water route, given per 100 000 inhabitants. As can be seen there is a considerable discrepancy as regards which diseases are notifiable. Furthermore, the figures are very much dependent upon official instructions, the tradition of doctors, habits of the public as regards calling of doctors, etc. The figures covering conditions in a single year (either 1978 or 1979) do not give any indication of the occurrences of waterborne outbreaks in that year, but merely an overall picture, indicating that the general epidemiological status must be considered good. A specially interesting problem is the occurrence of great numbers of gastroenteritis cases of unknown etiology in countries where such are notified. Some of these may be of chemical origin, others due to viruses (possible rotavirus) but they are an area for future research.

It is often supposed that about 1% of the diseases notified are waterborne, but this of course does not

Table 9. Notified infectious diseases 1978-79 per 100 000 inhabitants

	Au.	Be.	I	Dk.	Sf.	F	Irl.	It.	Jap.	Nor.	Pol.	Port.	E+W+Ei <sup>+</sup> )	Sc. <sup>+</sup> )	NI <sup>+</sup> )	USA	Sw.
cholera	0	0		0	0	0	0	0	0.03	0	0	0	0.016	0	0	0.005	0
typhoid	0.5	0		0.2	0.1	1.2	0.2	9.1	0.3	0.2	0.3	4.4	0.48	0.3	0.06	0.2	0.3
paratyph.	1.0	0.21		0.4	0.6	1.2	0	2.5	0.1	0.3	0.03	0.2	0.21	0.2	0.06	-	0.5
other Salm.	10.2	4.3		16.9	45	-	5.6	15	-	4	27	0.3	18.3	54	9.4	13.2	40.2
<i>Shigella</i> dysent.	0.2			1.6	2.4	0.14	3.8	0.4	0.9	2	8.5	0.02	7.8	22	8.3	8.8	11.6
leptos.	0.01	0		-	-	-	0.06	0.2	-	0	0.13		0.04	0.04	-	0.05	-
yersinia	-	-		-	-	-	-	-	-	4	-	-	0.37	-	-	-	10.0
													0.04				
ep.hep.	22.3	7.1		16.5	6.6	6.6	15.6	51	-	2	186.5	6.5	-	8.6	-	13	9.8
coxsackie.										0.07	5.8	0.3	1.86				1.4
polio.	0.01	0.01		0	0	0	0	0	0	0.006	0.02	0.01	0.05	-	0	0.007	0.13
adeno.	-	-		-	-	-	0	-	-	0.01	-	-	4.1	-	-	-	2.6
lamblia (amebiasis)	-	-		-	4.1	-	0	0.1	-	0.3	-	-	5.7	4.8	-	-	20.0
gastroent. unknown	-	0.03	1935		968	6	65.1	5.5	-	1268	-	-	-	-	59.6	-	-
rheov.	-	-		-	-	-	-	-	-	-	-	0.1	0.02	-	-	-	-
brucella	-	-		-	-	1.1	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-
campylo- bacter	-	-		-	-	-	-	-	-	-	-	-	18.5	-	-	-	-

+ ) E+W+Ei = England + Wales + Eire; Sc. Scotland; NI = Northern Ireland

mean that this is the case within each individual year, but a possible outbreak in one of the years described will of course be reflected in the data.

## The relationship to type of supply

Craun and McCabe (cf. "Drinking Water and Health", 1977) indicate that 71% of outbreaks resulted from pollution of private water systems, but most of the illness (83%) was associated with community water systems. Municipal systems accounted for 31% of outbreaks but 67% of cases. Individual systems accounted for 14% of outbreaks but only 1% of cases, but these latter are probably under-reported. Deficiencies in treatment and contamination of groundwater were reported in the majority of outbreaks (65%), and of cases (63%). Inadequate chlorination was involved in 31% of outbreaks, and in 44% of cases.

As a general conclusion (cf. also PHLS Rept. 1978) smaller water works, often with groundwater supply, were the most frequent causes, whereas different kinds of breakdown of bigger works with surface water supply resulted in fewer outbreaks but involving a lot more people.

## Diseases due to chemical pollution

In recent years, much information has been accumulated regarding chemical pollution and the effect of this on the biosphere, including man. This is of course due to the increase in application of larger amounts of chemicals and of many new compounds, often of unknown effect. Another essential factor is the invention of advanced new techniques by which very small concentrations can be demonstrated. However, the significance of such findings is not obvious, and although refined toxicological and epidemiological methods have been developed the cause-effect relationships are often obscure.

To the general rapporteur the only possible approach has been to report well documented examples given by the national rapporteurs. The general demographic information is not helpful for the evaluation of the effect of small amounts of toxic substances, as the general state of health of the population has actually improved and is apparently still improving. Even the much more specific information on occupational exposure cannot always be interpreted without reservation.

This presentation will be divided into: health effects of foreign, polluting substances; effects of normal constituents of water; and effects of by-products of treatment.

## Polluting substances

The rapporteurs were asked to indicate whether human cases of disease have been notified due to heavy metals and a series of other polluting substances. In the USSR beryllium, molybdenum, strontium and polyacrylamides are supervised. Due to analytical limitations most data relate to volatile compounds which account at most for 20% of the total organic matter present. Very little is known about the non-volatile compounds in water which are not detectable by the techniques used presently. Today almost 300 organic compounds may be demonstrated in treated drinking water (Kool et al. 1979).

In spite of the multitude of substances that have been demonstrated, there are very few documented

cases of health effects, and these are often due to exceptional circumstances. Lead is obviously the substance of greatest interest and mostly in countries with acid waters. The Belgian, Irish, Dutch, Swedish, and UK rapporteurs gave examples of lead poisoning (cf. Hubermont et al. 1978). In other countries such as Finland, West Germany, and Norway, high concentrations have been demonstrated, but no cases of disease. Aluminium in dialysis equipment was mentioned by the French and UK rapporteurs; other poisonous substances demonstrated are vinyl chloride, endosulfane, asbestos, zinc, cadmium, polyaromatic hydrocarbons, copper, nickel, phenols, pesticides, urea-fertilizers, benzpyrenes, and arsenic, but only the Netherlands (cadmium, zinc, polyaromatic hydrocarbons), Ireland (creosote spillage in a well), Japan (fluorosis), Sweden (copper), and the USA (arsenic, asbestos, polyaromatic hydrocarbons, pesticides, phenolic substances) claim to have verified cases of disease from such substances in drinking water.

The Japanese examples of mercury, cadmium and selenium poisoning were not due to drinking water supply.

An examination in the Netherlands comprising an analysis of organic compounds and epidemiological studies revealed a relationship between the content of organic compounds and cancer of the oesophagus and stomach (Kool et al. 1979). The liberation of heavy metals from pipes and fittings is described by the Belgian, Norwegian, and Netherland rapporteurs (Randia & Sartor, 1979; Myrstad, 1974; Haring et al. 1979).

In conclusion it may be mentioned that the WHO Working Groups of Health Hazards from Drinking Water (1978) discussed primarily the influence of lead and stated that the association between water lead and blood lead concentration was statistically significant.

## Health effects of normally occurring substances

Since the late 'fifties the possible relationship between water softness and cardiovascular disease has been a puzzling problem, and the disagreement between national rapporteurs was considerable. In the reprints sent as enclosures to the general rapporteur can be found further references from the extensive literature on this point. Three points of view were advanced: (1) No association was proved (Austria, Belgium, Denmark, France, Poland, Portugal, South Africa, Switzerland, and the USSR); (2) Ambiguous results were found, this being due to a variation between different authors or to results that were not statistically significant or to examinations with some kind of bias (Finland, West Germany, Ireland, Italy, Sweden, United Kingdom); and (3) Some rapporteurs were convinced of the effect (The Netherlands, Norway, the USA). A controversial point has been which "hardness" components are of importance, the calcium and magnesium ions being in focus (cf. Glatte et al. 1977; Behrendt et al. 1975; Cavallo et al. 1975; Sforzolini et al. 1975; WHO, 1979).

Rather better established is the relationship between the nitrate (nitrite) content and methaemoglobinaemia (generally with bottle-fed babies). The classical mechanism is a reduction of nitrate to nitrite by bacteria (coliforms, pseudomonads) in the milk-water mixture and, therefore, a high concentration of nitrate and bacterial pollution present at the same time. The problem is certainly not a major one; in Denmark 4 cases have been observed in the last 20 years, all with bottle-fed babies of 3-7 weeks old, fed with mixtures

of well waters of a  $\text{NO}_3$  content of 172–495 mg/l and polluted by coliform bacteria. In the UK 10 cases have been observed since 1945. All rapporteurs agreed that this is chiefly a phenomenon occurring in bad private supplies.

Much more controversial is the potential transformation of nitrates to nitrosamines, which are known to be carcinogenic. Actually, other sources of nitrate are of much greater importance than water (addition to food as a preservative) and none of the rapporteurs had specific comments on this problem.

For the other compounds the recommendations of WHO (1979) should be quoted, that further studies must be devoted to the contents of magnesium and sodium, in particular with regard to the sudden infant death syndrome, and the influence on certain risk groups of an excess of sodium artificially introduced into water during the process of demineralization.

## Health effects of by-products of treatment

Although it has been known for many years that chlorine reacts with phenolic substances to produce tastes and odours, it has been a painful experience to water technicians and public health people to find in later years that this valuable, and in many cases indispensable, disinfectant can also produce substances named haloforms or halomethanes. These can be mutagenic or carcinogenic in animal experiments. If bromides and iodides are present in the supply or in the chemicals as impurities, other types of trihalomethanes may be formed. Humic substances have been identified as the major precursors of these chlorinated compounds, and the process may also take place in groundwater supplies.

Many of the precautions taken to remedy this have been mentioned in previous sections. However, the substitute disinfectants such as ozone and chlorine dioxide are also, as strong oxidants, able to form objectionable peroxydes, peroxy acids or epoxides.

All national rapporteurs were attentive to these problems and concentrations exceeding the preliminary limits for haloforms of 70–100  $\mu\text{g/l}$  are found in most countries, even in groundwater supplies. Notwithstanding much research work, no conclusive evidence as to health effects has been given (cf. WHO, 1978; Myrstad & Sandal, 1969; Reports from the Water Supply Res. Office of EPA, 1976 and 1979; Zoeteman & Haring, 1976). Among other substances likely to be present as impurities in chemicals, or leaking from distribution systems, are lead, mercury, residual aluminium, cadmium, polyaromatic hydrocarbons, vinyl chloride and polyacrylamide, and hexametaphosphates dealt with already under the heading of polluting substances. Of those lead, high sodium content following (non-professional) de-ionizing of water and asbestos are the relevant compounds.

Much research is needed in this field, in particular a characterization of the naturally occurring organic material in groundwater supplies. These substances may also be the basis for aftergrowth of micro-organisms in groundwater supplies.

## Health effects of radioactivity in water

Radioactive substances in water are either of natural origin in groundwater supplies (both  $\alpha$  and  $\beta$  emitters) or man made radionuclides occurring as a result of pollution (tritium,  $^{58}\text{Co}$ ,  $^{60}\text{Co}$ ,  $^{89}\text{Sr}$ ,  $^{90}\text{Sr}$ ,  $^{129}\text{I}$ ,

$^{131}\text{I}$ ,  $^{134}\text{Cs}$ ,  $^{137}\text{Cs}$ ,  $^{239}\text{P}$ ). The radon of groundwater is easily removed by aeration, and the released radon may be inhaled. The polluting radionuclides are often particle bound and thus removed during conventional treatment. The Belgian rapporteur mentioned the increased tritium content in the Meuse, but the contents in other polluted rivers may also be remarkable. However, water will not constitute an essential part of the population's exposure. Based upon a drinking water intake of 2 l/person/day, WHO (1979) recommends limits for gross  $\alpha$  activity of 3 pCi/l and gross  $\beta$  of 20 pCi/l.

## Preventive measures

It is evident from previous sections that water quality still can and does influence the state of health. This includes developed countries, which may be especially vulnerable because of pollution, the population concentration, and the dependence upon a permanent and perfect functioning of very complicated technical apparatus. In this section is discussed briefly some of the possible preventive measures available: surveillance by laboratory examinations and field inspection, the instructions for operation of water works, the protection of raw water sources, legislation, and the responsible authorities. Most national rapporteurs gave very detailed accounts of these items, which are in principle very uniform because of long common tradition and extensive international cooperation, but a comprehensive account of individual details would not be possible. Furthermore, instructive surveys can be found e.g. in the Degrémont Water Treatment Handbook (1979, p. 1125–1137). This presentation, therefore, will contain more reflections than details. Furthermore, methods as well as magnitude and kinds of parameters are constantly being revised.

The WHO European and International Standards have influenced methodology in all respondent countries, with the possible exception of the USA. The EEC directives are binding on member countries as regards parameters, but not (yet) as regards methods of examination. Both sets of recommendations contain prescriptions as regards the essential point: frequency of examination depending upon the population served or the amount of water delivered. The maximum interval between successive samplings is of the magnitude of 1 day for populations above 100 000, 4 days for populations in the 50 000–100 000 range, 2 weeks for 20 000–50 000, and 1 month with smaller populations.

Dispensations are given from these rules, and in some countries the frequency can be fixed by local commissions or public health statutes (Austria, Finland, Poland, Sweden) or be influenced by the epidemiological status (France, UK, and USSR). National or regional rules for methodology and methods still influence the practice of Austria and Germany (the DIN 2000), Denmark (DS 265), Finland, France, Norway, South Africa, Sweden, the UK, USA, and USSR.

## Bacteriological examination

Ideally the selected tests would reflect not only the presence or absence of specific pollutants, but also reflect relative pollution levels and periodic fluctuations. This is far easier when characterizing sewage or raw water, as some micro-organisms can be determined quantitatively with known precision and have a mathematically established relationship to other indicators of pollution (e.g. pathogens, BOD, organic matter); such organisms are *E. coli*, *Cl. perfringens*, and fecal streptococci, and are true monitors of pollution. The nearest a monitoring function can be approached in the examina-



tion of treated drinking water is by the total germ count at 19–22°C, 30°C, and 37°C. A frequent surveillance of the germ counts is, in the general rapporteur's opinion, one of the most useful tools for controlling water quality. The **indicator organisms** are used to identify a risk, or changes in environmental factors which will be unknown. Regarding the determination of indicators, the sensitivity of the method, the amount examined, and the frequency of sampling is determinative. As indicators, some of the organisms used are monitors for fluctuations in polluted areas: *E.coli*, the coliforms, *Cl.perfringens* (sulphite reducing anaerobic spores) and fecal *streptococci*. However, some organisms may be both indicators and pathogens e.g. *Ps.aeruginosa*, in addition to those mentioned above. The total number of fluorescent pseudomonads may be used as an indicator of freshwater pollution (of special interest in groundwater supplies, applied in Denmark and Norway).

Bacteria are typical monitors of fecal pollution in the aquatic environment. Some are restricted in their usefulness to fresh pollution e.g. *E.coli*, *Ps.aeruginosa* whereas typically, *Cl.perfringens* are wide ranging indicators and can also identify old and remote pollution. The demonstration of *Cl.perfringens* is extremely easy with methods of known precision and, by applying membrane filtration, very large amounts can be examined. It is astonishing that this indicator is not more extensively used as it fulfils the demands for controlling virus pollution. As viruses may be more resistant to disinfection and the environment than *E.coli* and coliforms this has been considered a problem.

One of the advantages of bacteria as indicators is that they may be identified with simple techniques and a large number of samples can be handled at one time, and with no less sensitivity than that of physico-chemical methods. With many indicators, too little is known about their normal densities, growth in nature, rates of decay and dispersion.

When monitoring treated drinking water, large samples must be collected frequently. With regard to an indicator organism, eight ideal requirements may be set up. Reference must be made to Bonde (1962) as regards estimation of precision and accuracy.

Indicator species, by their presence, indicate pollution, but their absence will not absolutely guarantee a clean environment, and quantitative relationships to other factors are not presupposed.

Bacteria of the coliform group are the most frequently used indicators. This is, however, very much due to tradition and not to the fact that the coli group is easier to handle as regards efficiency or precision, nor regarding methods of demonstration. This is due to the fact that the coli group contains, besides the indicator organisms usually named "coliforms" or "bacteria of the coli-aerogenes group", several species with slight or dubious sanitary importance, as well as species of no interest to hygiene at all (*Erwinia*). Furthermore coliforms can often multiply in nature.

The author has a sincere distrust of the concept of "the typical colony" and therefore in the counts of coliforms and *E.coli* on membrane filters, because the demonstration of gas formation in a glucose medium is a prerequisite for the demonstration of *Enterobacteriaceae*.

None of the respondent countries tolerate coliforms in 100 ml samples of treated water, and of course no *E.coli* or other indicators. Considering the whole distribution network over a large span of time it is a frequently applied rule that coliforms must not be present in 95% of a great number of samples over one year, that no single 100 ml sample must contain *E.coli*. In addition there are rules regarding the maximum number of coliforms per 100 ml in single samples in some countries.

Extensive examination by the author regarding the

demonstration of weakened germs and the role of applied coliforms or other non-pathogenic *Enterobacteriaceae*, as reflections as to the frequency and amount of water examined (Bonde, 1978) has led the author to recommend a resuscitation procedure and a glucose medium (inspired by that described by Mossel, 1976). This can be applied in small local laboratories (100 ml water incubated at 30°) and used frequently by anyone. A production of visible acid and gas alone in this medium must lead to a supervision of local conditions and the transference of the flasks to a central laboratory for final identification. As all *Enterobacteriaceae* have been proved by the author to accompany each other (Bonde, 1978) they are of equal interest in a primary surveillance procedure although of course not of the same final importance. The frequent application of this resuscitation medium and of plate counts at 21° and 37° will, in the author's opinion, give the best possible means of surveillance.

The demonstration of pathogenic staphylococci, salmonella, coliphages and viruses are routine in some areas (mentioned by the Belgian and French rapporteurs); in most countries these examinations are made either at large intervals, on suspicion of outbreaks, or as part of research. Furthermore, iron bacteria (France), *Actinomyces*, microfungi, and amoebae (Belgium) are mentioned.

The choice of methods and media varies considerably within the respondent countries. Sweden and Japan for instance are influenced by the American system of coliform testing. However, the media mentioned by the rapporteurs are generally of a high standard (e.g. Teepol, Tergitol, Slanetz-agar, Baird Parker medium, King's B, Cetrinide, Glutamic acid, etc.) and are of comparable validity, and the difference between them is only marginal in qualitative as well as in quantitative respects. Much more important in the general rapporteur's opinion is the problem of frequency, resuscitation, decentralized primary incubation and the amount of water examined.

## Biological methods. Test organisms

The presence of toxic substances as well as the organoleptic quality may be judged by test organisms. The most sensitive organism is the human one, and the application of taste assessment is often used as routine. Zoeteman et al. (1979) compared taste assessment and the presence of chemical indicators for organic pollutants and described a non-linear model for taste assessment and the presence of 3 organic compounds. Fish are most frequently used as a routine test organism, or occasionally (generally species of trout) by Austria, Belgium, Denmark, Germany, Italy, Japan, Norway, the Netherlands, South Africa, and the UK. Other biological tests are applied more on an experimental basis. Bio-assays with guppies, tetrahymena, and tissue cultures were mentioned by Belgium, Finland, France, the Netherlands, Norway, Poland, South Africa, the UK, and the USA. The Ames mutagenicity test is applied by Belgium, France, the Netherlands, Norway, the UK, and the USA, and a *Limulus lysate test* in Denmark, Finland and the USA.

The big advance with some of these tests is that they can be applied continuously (fish, tetrahymena).

## Chemical examination

It would be impossible to give a complete account of the parameters and methods used by the respondent countries. Principally the EEC directive prescribes a recommended level and a maximum value; sometimes, however, a minimum value also. The deviations from these standards entailing disease, nuisance or technical

problems have been mentioned in previous sections. The chemical examination may be divided into:

- 1 Organoleptic factors (colour, taste, temperature, turbidity)
- 2 Physico-chemical parameters (pH, conductivity, and the normal constituents of water)
- 3 Biological factors (DO,  $\text{KMnO}_4$ , dry matter, volatile matter on ignition)
- 4 Toxic, foreign, undesirable substances (e.g. the heavy metals, phosphorus,  $\text{H}_2\text{S}$ , thiosulphates, oil and grease, pesticides, fertilizers, radioactivity).

As regards the undesirable factors there is close agreement regarding the values allowed.

The introduction of new equipment has given possibilities for measuring minute amounts (atomic absorption spectrophotometry, high-pressure liquid chromatography, infra-red and mass spectrophotometry).

Two problems arise: the interpretation of findings of very small amounts, the presence of detection limits which can influence interpretation as well as statistical treatment, and the distribution function of results. For most of this equipment a log-normal, censored distribution gives the best approximation, and plain arithmetic averages of results can be misleading.

A routine application of more than 70 different parameters is of course not possible and three types of analyses are often applied:

I : Short observational analyses

II : Normal analyses

III: Complete analyses.

Type I can include: taste, odour, conductivity, chlorine, fecal coliforms, total count at  $21^\circ$ .

Type II furthermore: turbidity, temperature, pH,  $\text{KMnO}_4$ ,  $\text{NH}_4$ ,  $\text{NO}_3$ ,  $\text{NO}_2$ , P, F, total coliforms, total count at  $37^\circ$ .

Type III furthermore normal constituents: Ca, Mg, hardness, Na, K, Fe, Mn,  $\text{HCO}_3$ , Cl,  $\text{O}_2$ , aggressive  $\text{CO}_2$ ,  $\text{H}_2\text{S}$ ,  $\text{CH}_4$  and supplementary examinations according to the pollution situation.

## Protection of the raw water source

As a continuous measure, rules for the protection of the raw water source must be considered of the utmost importance, and the principles for this are quite uniform in the responding countries.

Austria issues orders for protective zones as regards building activity, application of fertilizers and herbicides, and storage of oil.

Belgium likewise prescribes protective zones around groundwater supplies and orders quality surveys of surface waters, according to the 1971 Royal Decree concerning the protection of groundwater. For surface waters the law of 1971 created 3 river basins: the coastal, the Schelde, and the Meuse, and is concerned with waste water treatment and river quality; subventional systems encourage the building of plants.

Regulation of the flow of water courses, purification of sewage, supervision of catchment areas, and rules against oil spills are the measures mentioned by Denmark.

Finland, likewise, issues rules for the treatment and restriction of discharge, for surface run-off, regulation of water courses, restrictions on the use of oil reservoirs in the water law of 1961, and the Public Health Act of 1967 which refers to local authorities, as well as the Planning and Building Act.

France prescribes protective areas depending upon geological conditions and rules for sanitation of the water sources. Authorizations are issued for the discharge of polluting substances according to the type of pollution.

West Germany concentrates her efforts on the protection of water recovery areas, and the promotion of waste water treatment by tax laws. In Ireland protection is codified in the Water Pollution Act 1977. Italy defines catchment areas regulated by the Medical Officer of Health and by a law of 1976 regulating the nature of sewage (urban and industrial).

The Netherlands prescribe groundwater protection zones and are preparing a Soil Protection Act. Surface water contamination is regulated by the Act of 1970 and the Rhine Conventions of 1976.

Poland promotes the construction of surface purification plants and the modernization of industrial works. Protective zones and limitations of discharge are given, as well as rules for the utilization of waste water by a water law defining maximum allowances; projects are only accepted subject to quality testing by local authorities. Laboratories for environmental protection have been established.

In Portugal protective zones are compulsory and standards are being issued governing the size of these.

In Sweden reservoirs and catchment areas are protected by decision of the counties according to the Guidelines of the Environmental Protection Board.

Switzerland prescribes the supervision of reservoirs and issues rules for the state of installations. Authorization is given by the cantonal laboratories.

In the United Kingdom treatment of all sewage products is prescribed by the Prevention of Pollution Acts 1951-61 and the Control of Pollution Act 1974.

In the USA the National Pollutant Discharge Elimination System is essential. Regulations are found in the Clean Water Act and in the Safe Drinking Water Act 1974, National Interim Primary Drinking Water Regulations of 1975, and the Regulations for Control of Trihalomethanes (1979). Important also are the National Secondary Drinking Water Regulations.

The protection of subterranean waters in the USSR rests with geological organizations, the condition of water supply sources and adjoining territories is exercised by sanitary bodies commanding a broad network of epidemiological stations which work out requirements for the protection of water supply in particular sanitary zones. These are specified territories within the limits of which complex measures are undertaken to eliminate pollution. The protection zones have two belts, an inner one limiting the territory of intakes and installations, and an outer one which secures the protection of the water supply source.

## Authorities regulating water quality control

In many countries, dual or threefold control systems are found: local (municipality), country, and state; in others the local authority has the final decision.

In Austria county authorities license water suppliers in accordance with the expert opinions of hydrogeologists, hygienists, microbiologists, and technicians. The administration of water quality control is based on government rules for the whole country and on accepted professional regulations (for quality control and distribution systems) (*Wasserrechtsgesetz* 1959). The controllers are the Public Health Authorities and official institutes including university Institutes of Hygiene.

In Belgium, general regulations concerning measurements of objectionable quality are found in the Royal and Ministerial Decrees 1965-66. Standard setting and regulations for the addition of chemicals are

included. New laws based upon the EEC directives are being considered. Control lies with the water supply companies and in the Public Health Department.

The Danish Water Supply Act 1978 (with circulars on supervision) is concerned with the planning of the supply structure and effects on surrounding nature, abstraction of water requiring a licence from municipalities. The decisions of these may be brought to the Agency of Environmental Protection. Plans must be approved by the Minister for Environmental Protection. Based upon this law a circular on quality control has been issued. Basic control is in the hands of the local environmental control laboratories and in some instances the Public Health Officers, the supreme authority being the Environmental Protection Department.

Quality supervision in Finland lies with local health authorities. Rules regulating quality are issued by the National Board of Health (latest 1971) inspired by WHO-European Standards. There are no standards for raw water quality and no authorized regulations concerning water treatment processes. The Water Law 1961, and the Public Health Act 1967 give directions to the local health authorities. The Association of Finnish Cities gives recommendations for raw water quality.

The French rules are found in the "Code de la Santé" and the "Reglements sanitaires departementaux" as well as "Decrets et circulaires de 1961-62"; these are being revised according to the EEC directives. Surveillance is in the hands of the Supreme Public Health Council's section for water, and locally the Public Health Councils of the Departements. The supreme authority is the Ministry of Health. Towns and communities have offices for public health affairs.

The German laws are the "Lebensmittelgesetz" and "Bundes-Seuchen Gesetz", and regulations are issued according to these. Standards are found in the Code of the German Association of Gas and Water Supply, Regulations on Potable Water Treatment 1959 (including a list of additives) and in Regulations on Potable Water Quality. Authorities are empowered to relax limits. The rules are found in the "Trinkwasser-Verordnung 1975" and in the "Trinkwasser Aufbereitungs-Verordnung 1956".

In Ireland, Public Health Acts oblige City and Borough Corporations, County Councils and Urban District Councils to work according to the Guidelines of WHO and EEC.

The supreme authority in Italy is the Ministry of Health, the regional government issuing regional laws and creating local rules for planning and control. Public Health Provincial Laboratories, Provincial Public Health Officers, and the Municipal Public Health Officers enact the local control functions.

In Japan there is a Ministerial Ordinance of Water Quality Standards under the Water Works Laws 1978, dealing with: (a) quality of supply; (b) examination methods; and (c) treatment methods.

The Netherlands' authorities are the National Ministry of Health and Environmental Protection and the legal basis is the Water Supply Act of 1957 and the Water Supply Directive of 1960, regulating quality control by Regional Health Inspectors. The Norwegian basic law is the Health Act administered by the Ministry of Social Affairs. Smaller works are controlled by local Boards of Health, larger ones by the National Institute of Public Health. Poland has a State Sanitary Inspection Service based upon the Water Law 1974, provided by the Ministry of Health and Social Welfare. These agencies determine quality control and standards. Surveillance is practised by sanitary epidemiological stations and by the National Institute of Hygiene.

In Portugal the municipality controls local affairs

according to the General Directions for Health and for Basic Sanitation.

In Sweden no general laws are found, the local community and local health units having the final responsibility. Drinking water is considered a food. Supervision is by two laboratories: one for environmental medicine, and one for bacteriology.

In Switzerland drinking water, including water for the preparation of food and cleaning of utensils coming into contact with food, must conform to the bacteriological and chemical demands of Swiss food legislation. The results are evaluated individually, and there are no published regulations or guidelines. Meteorological and hydrological conditions must be observed and the installations are controlled periodically according to the Directives of the Swiss Society for Gas and Water. Cantonal food control laboratories are responsible for control and give warning to the public. Installations shall be approved by the Federal Public Health Office. The cantons can take other measures which they find appropriate. Punishments include prison for 6 years or a fine of 3 000 francs.

In 1974 regional water authorities were set up in Britain to assume statutory responsibility for all stages of the water cycle—including potable supplies, rivers and sewage, which were previously administered separately by different bodies. The National Water Council was established at the same time to coordinate the work of these authorities. Increased use of water, and the consequent need for recycling render it important not only to monitor the safety of supplies, but also to keep the quality of sources under surveillance. It is also important to educate and train personnel to observe uniform codes of safety.

In the USA fixed regulations and limiting values are given by State or by Federal Regulations, according to the Environmental Protection Agency.

In the Soviet Union a special law has been enacted on the "Principles of Water Legislation of the USSR and Union Republics". This contains basic regulations on the various types of water consumption and sets down the responsibility of the respective organizations for the conditions of water sources and their protection against pollution and exhaustion by standardization. Quality is improved through the building of centralized water works. All responsibility lies with the public health bodies, which constantly perform special sanitary toxicological investigations. Standards are therefore only worked out for a limited period of time. The 1973 standard is based upon 3 groups of indices: epidemiological; chemical and organoleptic criteria. The USSR Health Ministry specifies the limiting permissible concentrations of naturally occurring substances, those added by the process of treatment and environmental pollution.

However important the current regulations of individual countries may be, international cooperation as regards a constant revision of methods and standards and a joint world-wide fight against pollution and famine must be considered a primary goal for people and also for the members of IWSA.

## References

- Aziz, K. M. S. Diarrhoea Toxin Obtained from a Waterbloom-Producing Species, *Microcystis aeruginosa*, Kützing. *Science*, **183**, 1206-1207 (1974).
- Banta, J. E., Akers, T. G., Arm, H. G., Freeman, N. E. An Epidemiological Study of Diarrhoea in an Alien Student Population in Cairo, Egypt. *Am.J. Publ. Health* **54**, 940-946 (1964).
- Behrendt, F., Grunnet, G., Bonde, G. J. Skal man drikke kalkholdigt vand for at undgå åreforkalning? *Vandteknik*, **43** (5), 111-114 (1975).

- Berg, G., Bodily, H. L., Lenette, E. H., Melnick, J. L., Metcalf, Th. G. "Viruses in Water", Interdisciplinary Books. *Am. Publ. Health Ass. Inc.*, Washington DC 20036 (1976)
- Bonde, G. J. "Bacterial Indicators of Water Pollution", Teknisk Forlag, Copenhagen (1962).
- Bonde, G. J. Do Thresholds Exist? In "Standards Setting". Proceedings. Dan. Soc. Industr. Med. (P. Grandjean, ed.) Arbejdsmiljøfondet, Copenhagen, p.41-52 (June 1976).
- Bonde, G. J. Importance of non-fecal coliforms and germ counts as quality criteria for potable water. *Aqua*, 1, 6-12 (1978).
- Bonde, G. J. Vandforsyning, Vandbehandling og Vandkvalitet på danske Sygehuse. Report Danish Hospital Institute, no. 80.07 (1980).
- Buttiaux, R., Leurs, J. Survive des *Salmonella* dans l'eau de mer. *Bull. de l'Academie nationale de médecine*, 137, 457-460 (1953).
- Cavallo, F., Gilli, G., Vanini, G., Verelotti, E. Mortalita cardiovascolare a durezza dell'acqua a Torino negli anni 1972 e 73. *Minerva Médica*, 66, 4307-4310 (1975).
- Center for Dis. Contr. Reports. cit. "Drinking Water and Health" (1976).
- Clarke, N. A. cit. "Drinking Water and Health" (1976).
- Cornfield, J. Carcinogenic Risk Assessment. *Science*, 198, 693-699, (1977).
- Coutris, R., Gomella, C. Micropollution and Treatment of Water With Special Reference to the Prevention of Undesirable Tastes and Odours. General Report No. 2, *Int. Water Suppl. Congr.* p. B<sub>2</sub>-B<sub>121</sub>, Vienna (1969).
- Craun, G. F. Microbiology - Waterborne Outbreaks. *J. Water Poll. Contr. Fed.*, 47, 1566-1581 (1975).
- Craun, G. F., McCabe, L. J. Review of the Causes of Water-borne Disease Outbreaks. *J. Am. Work Wastes Ass.*, 65, 74-84 (1973).
- Craun, G. F., McCabe, L. J., Hughes, J. M. Waterborne Disease Outbreaks in the U.S.A. 1971-74. *J. Am. Water Works Ass.*, 65, 74-84 (1976).
- Degrémont. Water Treatment Handbook. V<sup>th</sup> ed. Wiley, N. Y., Chichester, Brisbane, Toronto (1979).
- De Jonckheere, J., Van de Voorde, H. The Distribution of *Naegleri Fowleri* in Man-made Thermal Baths. *Am. J. Trop. Med. & Hygiene*, 26(1), 10-15 (1977).
- Dienert, F. *Ann. Inst. Past.* 19, 541 (1905), (cf. Bonde, 1962).
- Drinking Water and Health. National Academy of Sciences, Wash. DC 1977. Safe Drinking Water Committee (1977).
- Du Pont, H. L. The Response of Man to Virulent *Shigella Flexneri* 2a. *J. Inf. Dis.*, 119, 296-299 (1969).
- Gautié, A. *Ann. Inst. Past.*, 19, 122 (1905) (cf. Bonde, 1962).
- Gavini, F., Leclerc, H., Lefebvre, B., Ferragut, C., Izard, D. Étude Taxonomique d'*Enterobacteries* appartenant ou apparentées au genre *Klebsiella*. *Ann. Microbiol. (Inst. Past.)* 128 B, 45-49 (1977).
- Geldreich, E. Principles for Developing Criteria for Coastal Bathing Waters. *Working Paper for WHO (GESAMP)*, Conference on the Scientific Aspects of Marine Pollution. (Vienna 1973).
- Geldreich, E. Bacterial Populations and Indicator Concepts in Faeces, Sewage, Storm Water, and Solid Wastes. In "Indicators of Viruses in Water and Food" (G. Berg, ed.), *Ann Arbor Science Publ. Inc.*, Ann Arbor, Mich. 48106 (1978).
- Giammanco, G., Natoli, D., Giacalone, F., Carmeni, A. La resistenza multipla transmissibile negli enterobatteri. *Bull. Ist. Sieroterapia Milanese XLVII*, 482-490 (1968).
- Glatte, E., Askevold, R., Goffeng, I. Hjertekardødelighet og hardt vann. *Vann*, no. 3, 1-8 (1977).
- Grabow, W. O. K., Vanzyl, M., Prozesky, O. W. Behaviour in Conventional Sewage Purification Processes of Coliform Bacteria With Transferable or Non-Transferable Drug Resistances. *Water Research*, 10, 717-723 (1976).
- Greenberg, A. E. Wickenden, R. W., Lee, T. W. Tracing typhoid carriers by means of sewage. *Sew. Industr. Wastes*, 29, 1237-1243 (1957).
- Guest, I. The Water Decade 1981-1990. "World Health", p.2-5 (Jan. 1979).
- Gyles, C. L., Barnum, D. A. A Heat Labile Enterotoxin from Strains of *E. coli* Enteropathogenic for Pigs. *J. Inf. Dis.*, 120, 419-426 (1969).
- Haring, B. J. A., Van Delft, W., Koster, J., Zoeteman, B. J. C. Population exposure to heavy metals released from drinking water pipes, and health aspects of drinking water pollution due to organic trace substances. E.C. Contract No. 273-77-1 ENV.N. (Maj 1979).
- Hartley, H. D., Sielchem, R. L. Estimation of Safe Doses in Carcinogenic Experiments. *Biometrics*, 33, 1-30 (1977).
- Hatch, T. F. Significant Dimensions of the Dose-Response Relationship. *Arch. Env. Health*, 16, 571-578 (1968).
- Hubermont, G., Buchet, J. P., Rolls, H., Lauwerys, R. Placental Transfer of Lead, Mercury, and Cadmium in Women Living in a Rural Area. *Int. Arch. Occup. Envir. Health*, 41, 117-124 (1978).
- Kabler, P. W. Removal of Pathogenic Micro-organisms by Sewage Treatment Processes. *Sew. Industr. Wastes*, 31, 1373-1382 (1959).
- Kiefer, J. Target Theory and Survival Curves. *J. Theor. Biol.*, 30, 307-317 (1971).
- Kool, H. J., Sloof, W., Zoeteman, B. C. J., Piet, G. J., Linders, J. B. H. J. Cancer Mortality in Relation to Drinking Water in the Netherlands. E.C. Contract no. 273-77-1. ENV.N. (May 1979).
- Leeuwenhoek. 1674, cit. Kluyver, A., Proc. Royal Soc. B. 141 (cf. Bonde, 1962).
- Lund, E. Nogle synspunkter vedrørende desinfektion med klor og klorforbindelser, specielt med hensyn til effekten på virus. *Medlemsblad for den danske dyrlægeforening*, 53, 619-625 (1970).
- Mathews, W. W. Annual Report, Sewage Treatment Works for 1956. Gary Sanitary Distr., Gary Indiana (1956).
- McCoy, J. H. The Presence and Importance of *Salmonella* in Sewage. *Proc. Soc. f. Water Treatm. and Exam.*, 6, 81-89 (1957).
- McCullough, N. B. Eisele, C. W. Experimental Human Salmonellosis I. Pathogenicity of Strains of *S. meleagridis* and *S. anatum* Obtained from Spray-dried Whole Egg. *J. Inf. Dis.*, 88, 278-289 (1951).
- Melnick, J. L., Gerba, C. P., Wallis, C. Viruses in Water. *Bull. of the WHO*, 56(4), 499-508 (1978).
- Moore, B. The detection of paratyphoid carriers in towns by means of sewage examination. *Monthly Bull. of the Min. of Health and the Public Health Lab. Service*, 7, 241-248 (1948).
- Mosley, J. W. Transmission of viral diseases by drinking water. In "Transmission of Viruses by the Water Route" (G. Berg, ed.) p.5-23, Interscience N. Y. (1967).
- Mossel, D. A. A. Various Taxo- and Ecogroups of Bacteria as Index Organisms for the Enteric Contamination of Bottled Waters. *Ann. Ist Super-Sanità*, 12, 177-180 (1976).
- Myrstad, J. A. An Examination of the Macro and Micro Chemistry of the Drinking Water in City of Oslo in 1973. *Rept. Nat. Inst. of Public Health*, Oslo, p.1-6 (1974).
- Myrstad, J. A., Samdal, J. E. Behaviour and Determination of Chlorine Dioxide. *J. Am. Water Works Ass.*, 61(4), 205-208 (1969).
- Plotkin, S. A., Katz, M. Minimal Infective Doses of

- Viruses for Man by the Oral Route. In "Transmission of Viruses by the Water Route" (G. Berg, ed.) Wiley, Interscience, N.Y. 151-166 (1965).
- Publ.Hlth.Lab.Serv.Standing Subcom. on the Bact.Ex. of Water Supplies. Waterborne Infectious Disease in Britain, *J.Hyg. Camb.* 81, 139-149 (1978).
- Reports: Water Supply Research Div. USEPA, Cinc., Ohio: (1) Products of Chlorine Dioxide Treatment of Organic Materials in Water. (1976).
- Stevens, A. A., Seeger, D. R., Slocum, C. J. (2)Ozone, chlorine dioxide, and chloramines as alternatives to chlorine for disinfection of drinking water. State of the art. (Nov. 1977).
- Division of Criteria and Standards USEPA. (3) Regulations for Control of Trihalomethanes. *Federal Register*, 44(231), p. 68624-68642. (Nov. 1979). (4) Interim Treatment Guide for the Control of chloroform and other trihalomethanes (June 1976).
- Rondia, D., Sartor, F. Consequences pour la santé d'une interaction entre l'eau potable douce et les materiaux. *La Tribune du CEBEDEAU*, No. 419, 341-347 (Oct. 1978).
- Schoup, B. D., Greeff, A. S., Lecatsas, C., Prozesky, O. W., Hay, I. T., Prinsloo, J. G. A microbiological investigation of acute summer gastroenteritis in Black South African infants. *J.Hyg. Camb.*, 78, 377-385 (1977)
- Sforzolini, G. S., Pasquini, R., Conti, R. Correlazione epidemiologica fra qualita delle aeque potabili e mortalita per malalli del sistema circolatorio. Univer-sita di Perugia (1975).
- Shuval, N. I., Cymbelista, S., Wachs, A., Zohar, Y., Goldblum, N. The inactivation of Enteroviruses in sewage by chlorination. *3rd Int. Conference on Water Poll. Res. Sect. II*, 2, 1-7 (1966).
- Smith, H. W. Incidence in River Waters of *E.coli* containing R-factors. *Nature, Lond.* 228, 1286-1288 (1970).
- Smith, H. W. Incidence of R<sup>+</sup> *E.coli* in Coastal Bathing Waters of Britain. *Nature, Lond.* 234, 155-156 (1971).
- Steiniger, F. On Shifts of Frequency of Freely Living *Salmonella* Forms at the Coast of Helgoland. *Zentralbl. für Bakt. I Orig.* 162, 440-445 (1955).
- Stryszak, A. Behaviour of Micro-organisms of the *Salmonella* Group in the Sea Water of the Gulf of Gdansk. *Bull. of the Inst. of Marine and Tropical Medicine of the Medical Academy in Gdansk*, 2, 213-219 (1949).
- Vincent, M. H. *Ann.Inst.Past.*, 19, 233 (1905) (cf. Bonde, 1962).
- Vogler, G. Intoxicationen von Mensch und Tier Durch Phytoplanktontoxine aus Oberflächengewässern. *Arch.f.Hyg.u.Bakt.*, 151, (1/2), 1-22 (1967).
- Water Research Centre. Distribution of Antibiotic Resistant Coliform Bacteria in Sewage and the Effects of Sewage Treatment on their Numbers. *Techn.Rept. Digest TR 117*, Stevenage (1979).
- WHO 1979. Participation and Education in Community Water Supply and Sanitation Programs. A lit. Review. *Technical Paper Series No. 12*, WHO Int.Ref.Centre for Community Water Supply. The Hague (March 1979).
- WHO 1978. Health Hazards from Drinking Water. Report on a Working Group. Reg.Off.for Europe, Copenhagen (1978).
- WHO 1978. Treatment Agents and Processes for drinking Water and their Effects on Health. Report on a Working Group. Reg. Office for Europe WHO Copenhagen (1978).
- WHO 1979. Health Effects of the Removal of Substances Occurring Naturally in Drinking Water. Rept. of a Working Group. Ref. Office for Europe, p. 1-24, Copenhagen 1979.
- WHO 1979. Sodium, Chlorides, and Conductivity in Drinking Water. Rept. on a WHO Working Group Reg. Office for Europe, p.1-63, Copenhagen 1979.
- WHO 1979. Radiological Examination of Drinking Water. Rept. on a WHO Working Group. Reg. Office for Europe WHO, Copenhagen 1979.
- Zoeteman, B. C. J., Haring, A. J. A. R.I.D.Rapport 76-14. The Nature and Impact of Deterioration of the Quality of Drinking Water after Treatment and Prior to Consumption. (1976).
- Zoeteman, B. C. J., Postma, L., Piet, G. J. Taste as Indicator for Drinking Water Quality. *J.Am.Water Works Ass.* (Accepted for publ.) (1979).

## Qualité de l'eau et santé

### Résumé

**Préface.** Des pays dont les conditions géographiques, hydrologiques et climatologiques sont très différentes ont contribué au présent rapport et, en outre ces pays comprennent aussi des régions de composition très variée. Comme, dans un rapport de ce genre, des généralisations sont nécessaires, des erreurs se produisent inévitablement; le rapporteur général en a la responsabilité et il désire remercier tous les rapporteurs nationaux pour leurs efforts scrupuleux.

### Introduction

Les problèmes d'eau ne connaissent pas de frontières, les problèmes de base étant la pollution et le manque d'eau. Lors de l'inauguration de la Décade de l'eau, l'OMS estimait que 80% des maladies dans le monde sont plus ou moins associées à l'eau. Il est absolument certain que les problèmes d'eau vont augmenter avec l'augmentation de l'urbanisation et l'explosion démographique. Le problème principal des pays industrialisés est la multitude des nouveaux polluants, dont l'effet est très souvent inconnu, les pays en développement souffrent plus des maladies microbiennes, mais ces deux catégories ont en commun le danger de manquer d'eau et les problèmes microbiologiques semblent se répandre dans les pays industrialisés, la micropollution dans les pays en développement. L'adoption d'une législation adaptée et de méthodes scientifiquement valables d'analyse ainsi que la fixation de normes sont un préalable pour la solution de ces problèmes.

**Aperçu historique de l'hygiène de l'eau.** La situation de l'alimentation en eau est importante pour la civilisation. Cela était ressenti dans les temps anciens, mais l'introduction au dix neuvième siècle de la microbiologie et de l'épidémiologie a été essentielle pour le progrès de l'hygiène de l'eau. Trois importantes inventions: le filtre à sable lent, la chloration et les méthodes d'analyse efficaces, ont été adoptées au début de ce siècle.

**Critères de santé.** Il n'a jamais été donné de définition universellement acceptée de la "santé", mais il faut faire choix d'une série d'indicateurs pour servir de guides pour estimer l'état de la santé et les mesures destinées à l'améliorer; parmi ces guides se trouvent les caractéristiques démographiques: taux de naissance et de décès, mortalité infantile, espérance de vie et déclaration des maladies. Le tableau 1 donne les données démographiques pour les pays qui ont répondu; il en ressort que l'état de la santé s'est beaucoup amélioré ces dernières années, et la plupart des rapporteurs pensent que la qualité de l'eau n'a plus d'influence sur la santé, ou seulement une influence marginale, mais soulignent l'importance du passé. On manque encore d'information sur l'effet à long terme des substances toxiques, et il faut considérer que les hommes ont le droit à accéder à une eau abondante, pure et saine et à une nature non polluée.

**Qualité de l'eau.** L'existence de valeurs de seuil de l'effet de la pollution par les produits chimiques est essentielle pour la justification de la fixation de normes sur une base scientifique. Le rapporteur général plaide en faveur de la possibilité d'identifier pratiquement des doses seuils et de la justification d'établir des valeurs maximales

sûres. En microbiologie, le problème correspondant est d'identifier une dose minimale d'infection. Il a été prouvé que cette dose peut être étonnamment faible pour certains organismes (*Shigella*, polio-virus, certains types de Salmonelles) mais très influencée par la fonction gastrique.

**Consommation et demande en eau.** La consommation en eau peut être divisée en demande domestique, qui comprend la boisson, la nourriture et autres besoins du foyer, les emplois industriels et les autres emplois à l'intérieur de la collectivité, y compris pertes et l'irrigation. Les besoins domestiques et collectifs ont augmenté ces temps derniers dans la plupart des pays, contrairement aux utilisations industrielles, bien que ces dernières dépendent beaucoup du type de fabrication. Des difficultés surgissent lorsqu'il s'agit d'estimer la consommation individuelle journalière, qui varie beaucoup suivant le profession et les habitudes, ce qui est un obstacle à toute étude toxicologique et épidémiologique basée sur la consommation par tête.

La consommation en eau totale est influencée par le climat et les habitudes, mais aussi par la disponibilité de l'eau. Le tableau 2 donne la situation de la répartition entre consommation domestique, industrielle et "autre" ainsi que la consommation totale par tête et par jour.

Il ressort à l'évidence de la plupart des rapports nationaux que des problèmes de ressources existent ou sont une menace immédiate.

**La ressource en eau brute.** Il y a une grande différence entre l'utilisation d'eau souterraine à 99% (Autriche, Danemark) et le recours à 95% à l'eau de surface comme en Norvège, Ecosse et Irlande. Cette distribution est donnée dans le tableau 3, qui fait également ressortir le recours encore modéré à la réalimentation des nappes souterraines, au dessalement et au recyclage. La ressource en eau brute a une grande importance pour l'étendue et la nature de la pollution, qui est également influencée par l'industrialisation de la région, les eaux de surface des régions industrialisées étant exposées à un nombre immense de produits chimiques; dans les régions agricoles, la pollution est due aux engrais et aux nitrates. Quelques unes de ces substances peuvent aussi pénétrer dans les nappes souterraines. Mais en beaucoup de pays, la lutte contre la pollution des eaux de surface grâce au traitement des eaux usées a été un succès.

La mesure la plus valable est naturellement le traitement de l'eau brute pour en faire de l'eau potable. Ce traitement est très différent suivant l'origine de l'eau et son degré de pollution. En dehors de ses finalités techniques, le traitement est motivé par des raisons organoleptiques et sanitaires, et la demande pour une eau traitée "saine" est absolue. Le tableau 4 passe en revue les méthodes de traitement des eaux souterraines, qui ont principalement des buts techniques, encore que des procédés comme la stabilisation et l'adoucissement puissent avoir des conséquences sanitaires. La filtration et la désinfection sont des mesures préventives immédiates, mais ne sont pas toujours incluses.

Le tableau 5 passe en revue les procédés beaucoup plus compliqués appliqués au traitement des eaux de surface. Deux problèmes existent: le danger de mauvais

fonctionnement ou d'arrêt, et le problème récemment découvert de formation de substances toxiques (haloformes) par la chloration. Très souvent, cependant, les petits services d'eau individuels, souvent basés sur l'eau souterraine, représentent une plus grande menace.

L'addition de substances a pour but la désinfection, et des modifications des réactifs et des méthodes, modes d'emploi, etc . . . sont en cours; en outre dans certaines régions on ajoute du fluor d'une façon courante, alors que cela est strictement interdit dans d'autres.

A côté des changements de méthodes de traitement, beaucoup de pays doivent rechercher de nouvelles zones de captage et de nouvelles ressources en eau brute, tout en élaborant de nouvelles méthodes d'analyse et en rationalisant l'industrie de l'eau par collaboration entre les services d'eau et les régions.

**Organismes et institutions distributeurs d'eau.** La qualité de l'eau est aussi influencée par la sorte d'administration ou d'institution qui distribue l'eau potable. Dans certains pays, l'eau n'est distribuée que par des organismes publics (municipalité, comté ou état). Le problème le plus important en ce qui concerne le contrôle de la qualité est représenté sans doute par les services privés, souvent petits. Le tableau 6 donne les organismes fournisseurs en un certain nombre de pays.

**Maladies et nuisances.** Pour certaines maladies hydriques, une relation de cause à effet a été établie, pour d'autres les relations sont encore hypothétiques. Mais la qualité de l'eau doit être au dessus de tout soupçon. Bien que l'hydrosphère soit un continu et que la pollution de l'eau potable soit largement dépendante de l'état de la ressource en eau brute, le présent rapport se limite essentiellement aux maladies et nuisances causées par l'eau potable. De nombreux microorganismes ne sont actifs qu'après enrichissement, par exemple dans la nourriture, et certains produisent des toxines, mais cet enrichissement ne peut pas se produire, ou se produit rarement dans le traitement de l'eau et dans les réseaux.

La connaissance des maladies infectieuses est basée sur l'obligation de les notifier aux services publics de santé et, comme les directives à cet égard varient sensiblement d'un pays à l'autre, les informations données ici ne sont pas immédiatement comparables.

**Les microorganismes.** Une étude est faite des plus importants microorganismes hydriques pathogènes, de leur distribution, caractères, sensibilité au traitement, et de leur importance en épidémiologie. Le *vibron cholérique*, qui a une grande spécificité pour l'homme, et qui est spécifiquement propagé par la voie de l'eau a encore (type El Tor) provoqué récemment des épidémies dans certains des pays qui ont répondu. Plus répandus sont les membres de la famille des *Entérobactériacées*. La fièvre typhoïde est maintenant rare en Europe, mais certaines épidémies se sont encore produites dans la dernière décade. Plus communes sont les épidémies des autres types de *Salmonelles*, bien que celles-ci comme *Shigella*, soient essentiellement apportés par la nourriture. Les *Entérobactériacées* rejetées en grand nombre dans les eaux d'égout sont réduites à divers degrés par l'épuration de ces eaux, et leur totale extermination dans les stations de traitement d'eau potable dépend largement du bon entretien et de la bonne exploitation de celles-ci. L'échange de fructeurs R, entraînant multirésistance aux antibiotiques, est un problème récemment découvert qui doit être encore étudié.

Encore rares, bien que signalés de plus en plus fréquemment comme pathogènes hydriques, sont *Yersinia* et les espèces pathogènes *E. coli* et *Klebsiella*.

Les virus dans l'eau potable sont un problème qui s'aggrave, surtout la propagation du virus de l'hépatite épidémique, qui est maintenant en beaucoup de pays la maladie hydrique la plus répandue. (Cf tableaux 7 et 8).

Certains pays signalent des "gastroentérites d'origine inconnue" qui semblent actuellement se développer. Certains de ces cas peuvent être dus à des rotavirus,

d'autres à des *E. coli* pathogènes, des *Klebsiella*, *Ps. aeruginosa* ou à de grandes quantités d'autres organismes des eaux d'égout; certains peuvent aussi dus à des produits chimiques.

Les virus peuvent amener des problèmes spéciaux par leur résistance élevée à la désinfection et aux facteurs de l'environnement, ce qui met en question la validité, comme protection contre les infections à virus, des procédés d'indicateurs bactériens (coliformes) généralement utilisés.

Une menace qui se développe est l'infection par *Giardia lamblia* (agent le plus important en 1974 aux Etats Unis), alors que les autres parasites et les algues qui produisent des toxines ne sont pas une menace substantielle pour l'homme. Mais beaucoup de ces microorganismes peuvent amener des goûts et odeurs.

Il avait été demandé aux rapporteurs nationaux de rendre compte des épidémies de maladies hydriques signalées dans leur pays depuis 10 ans; bien que les aspects soient très variés, les rapports ne laissent aucun doute que les maladies hydriques microbiennes sont encore aujourd'hui un danger réel, bien qu'elles ne soient pas, ou seulement partiellement, reflétées dans la liste officielle des maladies à déclaration obligatoire (tableau 9).

**Maladies dues à la pollution chimique.** Une distinction doit être faite entre les effets sanitaires 1) des substances étrangères polluantes, 2) des constituants normaux de l'eau, 3) des sous-produits du traitement.

Le nombre et la concentration des polluants sont en progression en raison de leur emploi dans l'industrie, mais aussi en raison des informations données par l'invention de techniques d'analyse raffinées, mais il est surprenant que l'on ait signalé aussi peu de cas bien étudiés de maladies dues à ces substances. Mais leurs effets à long terme sont toujours généralement inconnus. Le plomb est toujours la substance la plus importante, mais aussi l'excès de sodium et de chlorures, l'amiante, le cadmium, le zinc, les hydrocarbures polyaromatiques, le fluor, l'arsenic, les pesticides et les fertilisants sont fréquemment mentionnés parmi les produits chimiques produisant des maladies vérifiables.

La relation éventuelle entre l'eau douce et les maladies cardiovasculaires doit toujours être considérée comme un problème non résolu; bien documentée est la méthémoglobinémie produite par des teneurs excessives en nitrate et par l'action bactérienne, mais seuls quelques cas ont été effectivement rapportés. L'importance de la concentration en magnésium et en calcium a été également mentionnée, mais est toujours hypothétique.

Un problème récemment apparu est la démonstration des effets mutagènes des sous-produits de la chloration (haloformes, le plus souvent chloroforme). Les précautions prises pour y remédier ont été mentionnées dans un chapitre précédent. D'autres désinfectants également, comme l'ozone et le peroxyde de chlore peuvent former des substances dangereuses (peroxydes, epoxydes). Tous les rapporteurs nationaux sont attentifs à ces problèmes, et des limites provisoires de 70 à 100 µg/l ont été proposées. D'autres substances présentes sous forme d'impureté dans les produits chimiques ou diffusant des réseaux de distribution ont été mentionnées comme polluants, le plomb, l'amiante et les teneurs élevées en sodium étant les plus importantes.

**La radioactivité dans l'eau** peut être d'origine naturelle dans les eaux souterraines ou due à des rejets de substances polluantes, qui s'accroissent en concentration dans beaucoup d'eaux de surface. L'OMS recommande des limites pour l'activité  $\alpha$  totale de 3 pCi/l et pour l'activité totale  $\beta$  de 20 pCi/l.

**Mesures préventives.** Les plus importantes de ces mesures sont la surveillance par des analyses de laboratoire et par des examens sur place, des instructions pour l'exploitation des ouvrages, la protection des captages, et l'organisation d'administrations responsables. Ces questions sont discutées en détail par les rapporteurs

nationaux. Mais beaucoup de ces mesures sont uniformes en raison de traditions communes et de la coopération internationale. Ceci est plus vrai en ce qui concerne le choix et la valeur des paramètres qu'en ce qui concerne les méthodes d'analyse. On peut citer par exemple le "Mémento technique de l'eau Degrémont", les Normes européennes et internationales de l'OMS ainsi que les directives de la CEE. Les paramètres bactériologiques utilisés dans la plupart des pays sont la numération totale à 20-21°C et à 37°C, la numération des organismes indicateurs, généralement coliformes et *E. coli*. Ces tests sont complétés par la numération de *Str. faecalis*, *Cl. perfringens*, *Ps. aeruginosa* ou du total des pseudomonas dans les tests d'identification, et en certaines occasions par la recherche des teneurs en Salmonelles et virus. A l'avis de l'auteur, il est très importante de pratiquer fréquemment des tests simples qui peuvent être réalisés dans les laboratoires décentralisés. Une méthode d'enrichissement pour la mise en évidence de toutes les *Entérobactériacées* est décrite. Les milieux et les méthodes sont de qualité uniforme et élevée dans la plupart des pays, et il n'y a donc que des différences marginales d'efficacité.

Des méthodes biologiques sont employées pour la détection des substances toxiques. Parmi celles-ci on trouve la détermination du goût, la toxicité pour le poisson (truites, guppies), les cultures de tissus et de tétrahymène, le test Ames de mutagénicité, et le test au lysat de limule.

Les analyses chimiques concernent: 1) les facteurs organoleptiques, 2) les paramètres physico-chimiques, 3) les facteurs biologiques ("organiques"), et 4) les polluants toxiques; plus de 70 paramètres différents sont mentionnés

au total. Les analyses de routine sont généralement graduées en 1) courtes analyses d'observation (quelques tests organoleptiques, physicochimiques et bactériologiques), 2) analyses normales, qui comprennent plus de paramètres physicochimiques et bactériologiques, et 3) une analyse complète des caractères physicochimiques et de la teneur en substances polluantes, y compris les organismes pathogènes, suivant les besoins de la situation.

Les mesures pour la protection des ressources en eau brute sont tout à fait uniformes dans la plupart des pays et comprennent des périmètres de protection autour des captages, la régularisation des débits des cours d'eau, l'épuration et la surveillance des eaux usées, et la limitation des déversements.

Les administrations chargées du contrôle de la qualité de l'eau sont généralement à la fois locales et centrales, communes, comtés et Etat. En certains pays, le pouvoir de décision final dépend des administrations locales. La surveillance locale est effectuée par des laboratoires autorisés et, généralement, par des fonctionnaires de la santé publique. Certains pays font figurer l'eau dans la législation sur les aliments.

En conclusion, le rapporteur général insiste sur l'importance de la coopération internationale, d'une constante révision des méthodes, des analyses fréquentes et simples, et de la surveillance constante des épidémies de maladies infectieuses, qui sont toujours d'une importance immédiate et qui ne doivent pas être oubliées malgré les problèmes causés par la multitude des polluants chimiques.



## Water use and consumption

by David Kinnersley

Senior Economic Adviser, National Water Council, London, U.K.

### 1 Introduction: a major change

#### 1.1

Water use and consumption is a wide subject, embracing social and political factors as well as climatic ones, and matters of local habit and tradition as well as of technical and economic policy. A very diverse set of papers from the national rapporteurs would not have been surprising on this theme. Yet to a very great extent the message of the national reports is on a single theme—the increasingly positive promotion of economy in water use and consumption.

#### 1.2

The recognition that this is a very significant change is reflected especially in the report from the American Waterworks Association. As it happens, their next meeting, in mid 1981, will be their centenary, and in expressing the tradition of their first hundred years as “All the Water You Need”, they at once emphasise that attitudes and policies for the future, at least in the developed countries, will be very different. There are a few national reports which say they are not taking up the promotion of economy very positively as yet, but there is little if any indication of a total disregard for it. From America, the message is that the wind has changed in the west, and from Japan, South Africa and elsewhere come reports showing it has changed in the east, south and other places too.

#### 1.3

This emphasis was not encouraged by the title for the report, which was neutral in its reference to use and consumption. It is also clear, as indicated in Section 2, that countries have very different reasons for adopting this emphasis, but when they adopt it, their actions and policies begin converging however different their reasons and local conditions.

#### 1.4

The concern of the long-established water supply agencies with economy is well portrayed by the French report referring especially to the ageing of distribution networks, the increased losses from them, and the heavy costs of renewal. My own colleagues in Britain would endorse this. More effective reduction of distribution losses and new approaches to renewing ageing pipes are among our chief current concerns. Yet this is only part of the subject, the avoidance of losses before delivery to the user's premises. The promotion of economical use goes on to involve deeply the consumers at home and at work, partly depending on their capital equipment and investment, and partly on their day-to-day habits and attitudes.

#### 1.5

This leads on naturally to the actions which consumers take to achieve economy of use (Section 3) and the influences which the water supply agency can expect to motivate them towards these actions. These influences are essentially legal (Section 4), economic or commercial (Section 5) or by means of information and persuasion (Section 6).

#### 1.6

The national reports include, of course, familiar points, but the emphasis is notably changing. Economy of water use is promoted when there is no drought, to save investment expenditures. Metering is adopted when it has previously been resisted. The tariffs become progressive, both to provide social justice and reflect rising costs of increasing consumption. Explanation to the public is regarded as normal and constructive, rather than confined to emergencies or responses to criticisms.

#### 1.7

Not all these changes are to be taken as complete, or even easy to make complete. If one impression from reading the national reports is that there is a marked change of attitude, the second impression must be that a great deal of work remains to be done to give full effect to this change. This general report cannot present, moreover, a neat take-away package to fit all conditions. The social, political and climatic aspects are at least as important as the technical ones. Yet as mentioned above, even those who join the trend towards economy for different reasons and perhaps at different times take much the same route together, so signposts at least can be shared.

#### 1.8

Finally in this introduction, it is fitting to observe the increasingly common ground which the countries with well-established water supply systems can have with developing countries as a result of this new emphasis. For hundreds of millions of families, economy of water use is not optional or marginal, but compulsory and persistent; without a supply to their dwelling, they have to make do with only the water they can fetch and carry, often from none too healthy sources. The report from Portugal indicating the extra financial burden they have undertaken since 1972 when only 40 per cent of their people had domiciliary supplies shows that economy is obligatory also in alleviating such situations and that this is not a faraway problem outside our concern. I.W.S.A. is devoting much special attention to it, at the end of this Congress and on other occasions. The United Nations and associated agencies such as World Bank, UNDP, and WHO are committed to a special Decade of effort and priority for improved water supply and sanitation.

## 1.9

This must be good news to this Congress held just as the U.N. Decade opens for 1981. Satisfaction at the benefits our own communities gain from water supply properly inspires concern that millions should not be left indefinitely without even modest supplies of a healthy standard. The very topical point which the national reports make of this subject is that being lavish or extravagant in the use of water is no longer sensible or desirable even in rich and developed countries. There will be few in any significant groups of water suppliers to users keeping their backs turned all through the 1980s against positive economy in water consumption.

## 2 Reasons and settings for promoting economy in water use

### 2.1 Natural shortage

**2.1.1** The most familiar of all reasons for promoting economy of water use is actual shortage, as in a drought. One hears of agencies priding themselves on their success in this as an emergency operation, as if it will never be a major objective of normal policy, and as if economy must be expected to end when the drought does.

**2.1.2** The report from South Africa shows that they could not take this attitude. In their important Vaal Triangle with a 5 million population producing half the national income and earning half its foreign exchange, restrictions had to be applied for almost the whole of 1966, much of 1969, most of 1971, the winter of 1973/74 and as the rapporteur sent in his paper in early 1980, the restrictions of June 1979 were still in force. Shortages as frequent and long as this became difficult to describe as exceptional. A chronic imbalance has to be recognised. In a land famed for its natural endowment of gold, diamonds, coal and uranium, the latest official year-book observes that "if anything were ever to put a limit on the development of South Africa, it would be lack of water". In 1978, demand was 11 400 million cubic metres. Much nearer here, Portugal suffered a series of six dry years 1970-76 that became worrying.

**2.1.3** By contrast, Japan only qualifies for mention in this section because it had a severe drought in 1973 and learned from it lasting rather than temporary lessons in economy. As those who attended the previous Congress at Kyoto may recall, Japan is generally blessed with ample water resources and has an annual precipitation of 1 800 mm. But in this seemingly favourable setting, the Japanese rapporteur indicates that neglect of economy has nevertheless led to serious local imbalances of supply and demand and much pollution of rivers, bays and seas. The construction of additional reservoirs has also become difficult because of the scarcity of exploitable sites and the need for environmental conservation. Thus the Japanese are recognising constraints where recurring natural shortage is not the obvious problem. To anticipate later sections, their national report is among the fullest and most impressive among many distinguished contributions, perhaps because the 1973 drought was turned to support lasting constructive change of water consumption.

## 2.2 The influence of rising costs

**2.2.1** Like Japan, Sweden has an ample natural endowment of water. Some 100 000 lakes cover 8,6 per cent of its area, and with precipitation of 720 mm/year and run-off corresponding to 390 mm/year, total water use for public supply, industry and irrigation is no more than 7 mm precipitation. Yet the Swedish report indicates an active pre-occupation with economy because of rising costs and charges. In Stockholm, for example, the unit price has risen from 0,30 Swedish krone per cubic metre in 1969 to 1,34 SEK/m<sup>3</sup> ten years later.

**2.2.2** The Swedish report comments most clearly that ten years ago it was common for local tax monies to be used to reduce water charges but now as a result of local tax levies rising for other reasons, the politicians are obliged to require charges for water to cover more and more of the cost of providing the supplies. Such a comment will surely strike a familiar note for many readers outside Sweden. In England we have had a somewhat similar change—the withdrawal of central government subsidies in 1974—applied to the sewage disposal service and where this service and water supply are charged together, the users see the cost as having risen sharply, more than it may have done in reality. Equally in Lisbon, deficits covered by Government subsidies were not so readily covered after 1976.

**2.2.3** Reference has already been made to Portugal's need to bring improvements to the 60 per cent or so of her population that did not have a domiciliary water supply in 1972, and the large spending which has since been undertaken on this. The scale of the task to be undertaken in such circumstances can be seen as another type of major incentive to economy. The report says no up-to-date accurate inventory of supply and demand is available, but it quotes an estimated annual domestic consumption of 260 million cubic metres for a population of 9-10 million.

**2.2.4** The report from the American Waterworks Association also foresees the cost of water as increasing, probably by 60 per cent over the next six years, and economy of use thereby becoming a major concern. But this report with a few others emphasises the increase in energy costs as a special factor and a separate sub-heading may reflect this special topical emphasis.

### 2.3 Increasing energy costs

**2.3.1** Water supply undertakings incur significant energy costs themselves though how large these are will partly depend on the terrain and operating conditions in which they provide supplies with great or little pumping. The American report suggests that, while the cost of water delivered to users may rise by 60 per cent over six years, the energy cost item within that may increase three-fold in the same period. In much of U.S., agricultural use of water accounts for 90 per cent of total use, and most of the agricultural supplies are pumped from wells, one half of them being powered by diesel fuels and propane, one third by electricity, and one fifth by natural gas. Uses where energy costs are already a larger than usual item in total costs because of pumping or other commitments will certainly feature strongly in the drive to saving water.

**2.3.2** The effect of rising energy costs on water users may however be an even more potent influence, because so much of the water they use is heated. Economy of

heating and economy of water will come together in such cases. The reports from Finland and from Holland both mention this as influential in moderating the volumes of industrial water usage. The recirculation of warm water offers specially attractive double savings, on heating and on water. The report from Moscow also points to energy savings, emphasising the need for hot water systems to be kept in good running order. Where hot water temperatures drop below 50°C, the Russian report observes that there is increased consumption of hot water and of total supplies.

## 2.4 Other influences

**2.4.1** The American report refers to increased costs of effluent disposal as standards for that are raised to increase protection of the environment, and notes that this brings a further inducement to reduce the volumes of water used. We have observed this in England also. Factory managers who seem indifferent for a while to the cost of water supply for volumes they habitually take begin to seek reduced usage when they observe that charges for taking effluents away are rising. Like the saving on heating water, a double economy is attractive in this effluent disposal context.

**2.4.2** More generally, as the comment from Japan quoted earlier indicates, concern for environmental care, opposition to reservoirs, procedures for public participation all have some cumulative effect on the awareness of water users. Gradual it may be, but as a trend not insignificant, and evident in many different countries.

## 2.5 The trend in distribution losses

**2.5.1** Strictly, losses in the distribution network may be regarded as outside the main issues of use and consumption, because these losses occur before supply is really achieved and use begins. However, there is the obvious point that reduced losses are as valuable as reductions in consumption, and the more general point that users can hardly be expected to give priority to economy of water and conservation if the supply undertaking appears indifferent to seemingly large distribution losses.

**2.5.2** The French report, as already mentioned, refers to the ageing of the system. Data has been methodically gathered in Paris about water distribution installations matching the main periods of city expansion (notable over 80 years ago). A programme of renewal dealing with 40 km each year is now going forward, and aims in the next 20 years to have remedied all the worst weaknesses in the 900 km of the system over 80 years old. The American report mentions distribution losses on some of the older networks in the eastern U.S. as rising to 30 per cent against 10 per cent for newer facilities, and the friction co-efficient of some pipelines has been reduced from 130 to 30. In Britain also there is great interest in similar programmes, in respect of sewers as well as water mains. Methods of full refurbishment or renewal which avoid excavation and replacement offer huge benefits, as will the development of survey systems which really identify the weaknesses which threaten failure or gross losses as distinct from mere symptoms of structural ageing.

**2.5.3** A blunt and important comment in the report from Ireland directs attention to differences within one country which are probably not confined to Ireland. In

Dublin some £200 000 is spent annually on sounding of mains fittings and stopcocks, but elsewhere skilled manpower is scarce, little attention is paid to checking losses, and per capita figures of 100-200 gphd, two or three times as high as those in Dublin, are quite common. Such local variations show the limitations which necessarily make an international perspective to present broadly and accurately.

**2.5.4** In contrast to Ireland, where metering is limited in its spread and therefore loss figures somewhat uncertain, the report from Finland points to average losses of 18 per cent, with some of the highest figures running locally at 34 per cent. The policy aim in Finland is now to get losses down to 10 per cent, and this is notable as the natural endowments of water in Finland and Ireland make it unlikely that either country will experience the sort of shortage that troubles South Africa. The comment from Ireland that, when demand outstrips supply locally, it is often seen as easier to call in a consulting engineer and start a new project than to put existing facilities in good order is out of line with most national reports (though perhaps others are less ready to admit such attitudes). Moreover, the Irish report itself says that more attention is being given to monitoring of water use and misuse than was the case several years ago. This sort of comment reinforces the impression that new attitudes are really taking hold as strongly as the centennial observation from the AWWA quoted earlier.

**2.5.5** The significance of checking distribution losses is not only that users may not seek economy if the supply undertaking appears indifferent to leakage in their own system. Both tracing leakage and remedying it are costly. As labour costs increase, these activities which are often labour-intensive and require work outside normal hours can become specially costly. On a broad view, it may not be good general policy, even if it appears virtuous, for the water supply undertaking to spend very large sums on checking distribution losses while the supplies reaching consumers are managed with no economy at all, in ways that could give large savings of water more cheaply than the water undertaking can achieve them in checking losses.

**2.5.6** This leads readily to the subject of operating pressures and their reduction which is mentioned in almost every national report. The effect of high pressures in aggravating both distribution losses and more lavish use than may be required by the consumer's actual purpose is so well-known as to need no elaboration here. However, there is one trend with wider implications. The Belgian report refers to reducing pressures zone by zone on a single system to make pressures as low as will fit very local conditions. The report from Moscow refers to pressure reductions at the lead-ins to individual buildings. The report from Japan mentions action to reduce pressures on the lower floors of tall buildings where they would otherwise be unduly high. This can be characterised as a marked trend towards localising and indeed individualising the supply pressures on systems which, in the absence of such action, will supply a varied area and a variety of consumers in a more standardised way. There will be important other examples of this same trend later in the paper, where a much stronger trend towards charging individuals for their usage is reported, for example by individual metering within blocks of flats hitherto metered collectively.

**2.5.7** To conclude this passage on distribution losses and this section on the diverse reasons and settings for economy of water use now gaining priority in so

widespread and forceful way, the Swedish national report (already referred to above) offers a vivid comment. Describing the influence of rising costs and prices, the report says "A dripping tap means a lot of money (for house-owners and land-owners) to pay". It will be readily obvious that this comment does not apply only at the tap, or only to one that is dripping. Leakage elsewhere and deliberate use more lavish than is required to achieve the purpose intended will also impose the sort of extra but unnecessary costs which so many individuals and communities across the world find now they no longer wish to or can afford. The costs are not merely financial; as the Japanese and American reports among others point out, the costs are also environmental. To go on being careless with water people will have to be insensitive as well as very rich. This report can now turn more cheerfully to the ways in which they are increasingly being careful with it.

### 3 Physical and technical economies in the user's premises

#### 3.1 Business uses

3.1.1 Business uses of water are very diverse, from irrigation and other farm uses, to factory and industrial processes, to office buildings, hotels and restaurants. But like many aspects of business and unlike household uses of water, much consumption of water for business purposes is for a clear-cut purpose, the production of goods or the making of profits, and measurement enables the production achieved to be related to water consumed.

3.1.2 The paper from Rotterdam gives a striking illustration of this. In the 1970-76 period, industrial water consumption (excluding uses for hygiene and flushing etc. purposes) decreased by about 30 per cent while a 25 per cent increase in industrial production was taking place.

3.1.3 The Dutch have conducted detailed surveys of industrial water use<sup>1</sup>, concentrating especially on food and allied products, paper and paper products, petroleum, chemical, basic metal, engineering and electrical industries as this grouping takes 88 per cent of industrial use excluding cooling water from surface sources. Their national report indicates the reductions in usage in particular industries by reference to consumption per 1 000 guilders gross added value in 1970 prices. Some of these changes are as follows:-

**Table 1. Consumption in some Dutch industries.**  
Cubic metres per 1 000 guilders added value, 1970 prices

Industry	Consumption 1977	Consumption 1976
Food and Allied Products	60,3	32,3
Paper and Paper Products	49	31
Chemicals	43	26
Engineering/Electrical	10,9	4,3
Basic Metals	21	33*

\*In part due to change in sources, as 1967 sources included more supplies from brackish and other sources outside definition of consumption in this table.

3.1.4 The national report from Holland refers to a whole range of actions taken to achieve reductions of this sort, including recycling of process, flushing and washing water and changes from flow-through cooling to circulation or air-cooling. Other actions have included use of flushing pipes, automatically closing valves, electrical controls of water supply to pig sprays, better washing systems, changed packaging and operating methods, and discontinuing the discharge of solid waste with water.

3.1.5 Very realistically, the Dutch report discusses in detail the capital investments industrial users may have to make to secure these economies in water use, and the difficulty they may have in financing such expenditure. This is important to the later sections on water pricing. But also realistically, the Dutch refer to economies to be achieved by "changes in mentality". These may be thought of as trivial, in result if not in effort, but in 1977, the Dutch expected them to be varying between 0,2 per cent and 1,8 per cent, so the scope for savings attributed to changed mentality are not to be seen as trivial everywhere.

3.1.6 Industrial savings of water could be reported from many countries, and the references to it by the Dutch have been conspicuously presented above as one example of systematic measurement, comparison and evaluation. This is not so easy in respect to irrigation use, which features in the AWWA report sent from California.

3.1.7 A suggestion in the AWWA report is that over-irrigation may result usefully in groundwater recharge and flow enhancement, but local conditions are very significant. Some of the more economical systems of irrigation use may be more costly of energy. Gains from reducing evaporation may be specially worthwhile. In a study of the state of Nevada, it was estimated that by reducing evaporation and transpiration from undersirable vegetation along irrigation channels, some 10 per cent of total water use in Nevada could be made available for other purposes. Much of this could be achieved simply by removing phreatophytes. New studies of efficient application of irrigation water in Nebraska have shown that by practices such as scheduling, nearly one-half of the water previously used could be saved. These examples emphasise that water economy is not being sought at the cost of offering the farmers less supply for their activities. Where savings of losses are achieved, irrigation can effectively be increased without developing extra sources.

3.1.8 Another form of business use of water that may often attract less attention is all that which goes on in office buildings, hotels, restaurants and laundries. This may seem to overlap into domestic use, yet there are curious blanks of perception as well as overlaps. In companies concerned to promote economies in their factories, one may ask whether anyone notices the use or cost of water at head office; and whether emphasis on economy at the office may encourage executives to avoid waste of water at home; and whether governments which preach conservation practice it in their own buildings.

3.1.9 Some illustrations of savings in settings such as these are provided in the report from Japan.

(i) Electromagnetic valves have been installed to avoid wasteful flows in urinals during nights and holiday periods. Economies in this use were suggested in the

1976 drought in Britain, but it was noted that unless the turning on of the flow was limited on every occasion (when it was done manually) to the minimum necessary, repeated turning on and off could lead to waste as well. The Japanese reports quotes savings (for whole building consumption) of 21,8 per cent (on 8 250 m<sup>3</sup> per month) in their Upper House Members Hall, 32,6 per cent (on 27 104 m<sup>3</sup> per month) in their Ministry of Agriculture, and 37,5 per cent (on 3 494 m<sup>3</sup> per month) in their Megro Ward Hall Tokyo<sup>(2)</sup>.

(ii) In refrigerators, the Japanese have been facilitating recirculation, bringing large savings in water usage by restaurants, as the graph below shows for Osaka:-

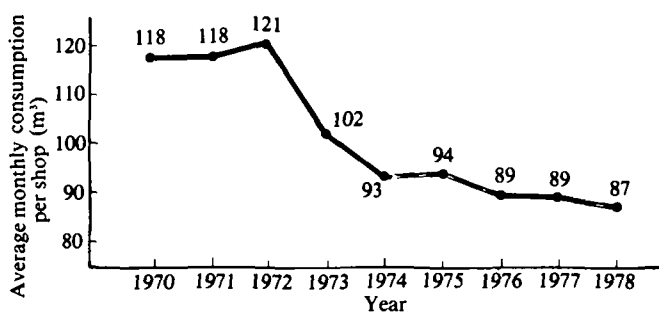


Figure 1. Change of water consumption of restaurants in Osaka city<sup>(11)</sup>

**3.1.10** These reports from Holland, USA and Japan, along with those undeservedly omitted here to limit the length of this general summary, show how large are the savings of water for business use which can be achieved once the determination to secure them is established. They are not, as sometimes suggested in the past, trivial or elusive. But savings in domestic usage call for attention too.

## 3.2 Savings in household uses of water

**3.2.1** As in the distribution system, one of the potential savings within the household relates to reduction of leakage and waste. The Portuguese report quotes a reduction of ruptures by 33 per cent a year through systematic replacement of lead by plastic pipes. The report from Dublin also refers to plumbing emphasising the need for skills to be maintained and improved by training programmes.

**3.2.2** The report from Portugal illustrates also the hazard mentioned earlier of making general statements about one country. The direct measurement of individual domestic consumption through meters has been traditional in Portugal (in Lisbon since 1880, another centenary deserving due notice this year) but it was not applied at Oporto until 1975. Perhaps this is another mark of how the trend to conservation gains force and changes long-established attitudes now. The tariffs adopted in Portugal will merit further notice later.

**3.2.3** The reports from other countries point to other physical and technical measures to reduce water usage in the home. Many of these may be familiar. The Japanese report refers to dual flush cisterns, to the re-use of bathwater for which small pumps are on sale, and to reductions in consumption in washing machines. The Japanese report quotes this as being reduced to less than

100 litres per wash from over 200 litres previously. The Dutch have also studied this use closely, noting that the consumption depends on type of machine and cycle rather than on individual users, and that machine washing is now much the dominant style of home washing. Usage of water in the machines was found to vary between 19 and 34 litres per kg of washing at 90°C and between 37 and 97 litres per kg at 60°C. The conclusion was that more rinses than necessary were prescribed, and savings of up to 90 litres per wash or 55 per cent, were possible. Researchers call for greater variety in programmes via the '2-kilo' button for small loads and the water-saving button. Launderette operators in Britain, who are losing profitability in the face of rising costs for heating and water services, have argued that one of the benefits they offer is that loads taken to laundrettes are often larger and thus put through the machine with more economical use of water. But such economy is relative, and the case for designing machines to be economical for small loads at home is clearly strong since so large a share of all washing is done at home on a frequent small load basis. The Dutch report sensitively observes that, for environmental reasons, reduced detergent use is also desirable, but may not be compatible with lower water use.

**3.2.4** Both Portugal and Italy mention in their reports the effect of tourism in distorting figures of consumption for domestic purposes (in the broader sense) per head of population in some areas. For ease of reading here, the tables which a number of countries have provided about the components of domestic use are presented here in the Notes and References at the end of this paper.

**3.2.5** The Japanese report also mentions a special water-saving loose valve moderating the flow as indicated in the diagram overleaf. Some 3 700 000 of these valves had been distributed to consumers in Tokyo metropolitan waterworks service area by the end of fiscal 1978.

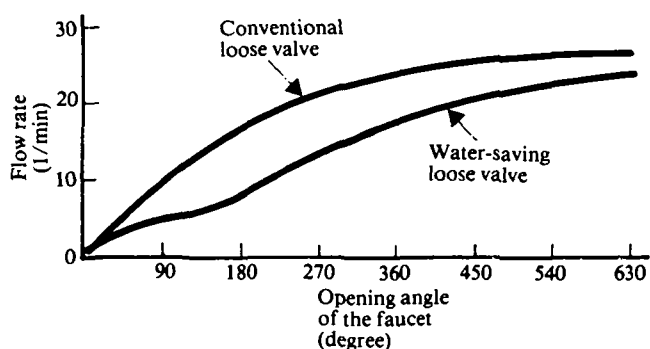


Figure 2. Characteristics of loose valve flow curve<sup>(12)</sup>

**3.2.6** This distribution is relevant to a dual-flush device on field trial in Wessex Water Authority and some other areas in UK, because if really satisfactory in prolonged use, it is very cheap and easy to issue and instal in existing cisterns. A major limitation in the economy that will be achieved by new designs and new regulations is in many cases the slow spread of new equipment where new house-building is not very active and existing household equipment using water has a very long useful life.

**3.2.7** Here perhaps the need to economise on heating costs already referred to above will provide a significant extra spur for action. The American report quotes a

survey of Los Angeles and parts of Nevada indicating that for \$100 expenditure on shower flow controls, faucet aerators and hot water insulation, a home owner could expect to save \$22 a year on electric water heating or \$8 for water heating by gas. The saving on hot water not used was estimated at 0.05 cubic metres per day per home, or some 19 cubic metres per year.

**3.2.8** There is scope for much saving of water in garden watering also. The American Waterworks Journal carried an article on the drought in Denver in 1976 when garden watering was restricted to once-in-three-days on a rota system (though some 7 000 households purchased permits at \$15 each for more than this). This restriction (with some others) was considered to provide for still adequate watering of the average Denver Garden, but it nevertheless secured a reduction in the five year average consumption of about 20 per cent. The report for South Africa refers to external domestic use averaging 40 per cent (and correlating with sewer returns of 60 per cent) though it had risen to 73 per cent in some seasons. The tendency in Britain is to regard garden watering use as small in the year as a whole, and in many seasons small also in the summer months. Some therefore see restriction as appropriate as soon as reservoirs threaten to run low. This nevertheless raises issues of how frequently such restrictions are acceptable, especially if they apply to everyone including the keenest garden waterers who could purchase permits for more in Denver. The American report, reversing (The American report), reversing the tradition of "All the Water You Need", now refers to 'planned shortages' in a discussion of safe yields from new resource developments. Supplies for garden-watering may also be provided by a two-quality policy, with networks offering potable and non-potable supplies. A separate brief comment on this may be appropriate here.

### **3.3 Dual-quality duplicate supplies**

**3.3.1** The report from Japan mentions that most large factories receive water from two supply systems. One supply is of potable standard, and the other, unchlorinated and of lower quality and price, is for manufacturing processes. The Italian report also mentions dual supplies for garden use and cooling purposes. Other reports make little or no mention of dual quality supplies as a feature of use evident now or growing in importance in the search for economy. Maybe this is because of traditional reservations against two quality supplies; maybe it is also because of the realisation evident in so many reports that large savings can be made in the use of existing supplies, and that duplication of networks does not really offer economy of total resources while these savings remain unachieved. Moreover although industry may not expect to have first call on the very best natural supplies, it cannot always make do with low quality water.

**3.3.2** In so far as one can deduce why an absence of emphasis arises in the national reports, it seems that ideas about duplicate networks have been overshadowed by the priority on reduced use of potable supplies very often by means that offer real savings of consumption while the purpose intended is still well achieved. Thus use of second-quality networks may only become important in special local cases, perhaps where absolute shortage is chronic. Given this priority on reducing usage of potable supplies, this report must now turn to the methods by which consumers are to be

encouraged to adopt and instal the techniques and facilities in business premises and their houses which can bring the savings of water that are assuredly possible.

## **4 The role of law and compulsion**

### **4.1 The framework of law**

**4.1.1** Water laws are often of very ancient standing or origin. They have often evolved as a form of property law, yet with the difference that actual ownership of running water has generally been ruled out. Rights are mostly related to the taking of water, but even these are not usually of an exclusive or unrestricted character. In Muslim Law for example there are obligations to share water for basic needs. In riparian law the uses authorised may be narrowly defined to the land in question, and in any event require that the natural volume of flow or quality of the stream shall not be altered for downstream interests.

**4.1.2** Such inhibitions have widely been found to be too inflexible and restrictive, and an increasing number of permit and licence systems have been introduced. Yet as the American report emphasises, the spirit and intention of new legislation at federal and state levels has been in recent years strongly in favour of promoting conservation of water. This may be seen perhaps as trying to regain some of the disciplines on the use of natural water resources that have become worn down under pressures of development and growth. But applying the spirit of conservation to water supply in detail by law presents great difficulty.

### **4.2 Regulation in detail**

**4.2.1** Social policy points readily to certain considerations: as a wholesome water supply is seen as an important instrument for health and hygiene, all citizens should have right of access to it (to avoid deprivation or the unreasonable exercise of monopoly power by the supplier). In return they can be put under obligation not to abuse the supply. In the words of our British legislation, bye-laws can be made to prevent 'waste contamination or misuse'.

**4.2.2** But while this regulatory approach may be very suitable for setting standards, it is not specially flexible or quick-acting. As a result of our 1976 drought, we now have a wider range of restrictions and powers to vary legal requirements available for emergency use, but bringing sustained change by law is a slower process. Bye-laws in many parts of England now require new toilet installations to be of dual-flush design, but a change brought about only through new installations will take a very long time to be widespread. There is also a national testing-station to make a wide variety of equipment subject to approval, but the growth of trade across national boundaries and of Do-It-Yourself improvements to the home are two very strong influences making less effective the regulation of equipment by approval or of installation by set standards of workmanship.

**4.2.3** The report from Moscow describes more systematic efforts to secure economy by regulations and quotas. At local level, with much consultation, quotas are set for household and industrial consumptions (and regional differences are large). Moreover, there is

deliberate follow-up, aiming over a period of 10-15 years to reduce quotas perhaps two or three times. This is crucial to the problem of legal rules becoming established and then out-of-date amid changing circumstances. A penalty is applied for consumption beyond the quota, and this may be five times the basic charge.

**4.2.4** As the Russian report recognises, however, economy does depend in the end on consumers taking positive action to promote it in all sorts of ways and circumstances. Because the pricing of water in Russia is often below cost, the encouragement to the user to save it is less than it might be. Much more burden is placed on those who set and supervise the quotas, on their campaigns to inform the consumers, and on the maintenance personnel who have to trace and remedy distribution losses.

**4.2.5** This will be understood by managers in many other countries. Laws to promote economy are both necessary and useful, but it can be very hard work to rely on them being the major tool for economy, without any support from pricing to encourage the users to use water wisely. As the next section shows, this need not mean that all water is sold at high prices only to those who can afford to be lavish. A basic supply may be sold below unit cost (as applies in Russia to most or all of the supply) and a variety of other prices may apply for more than that. This approach still uses law, or course, to set the basic allowances and the steps for higher prices, and the public interest is certainly not discarded.

## 5 The influence of pricing

### 5.1 The spread of metering

**5.1.1** In respect of pricing, the trend of change is marked and strong, but there is still some hesitation in some countries in moving with it. The UK and Ireland are, for example, still dependent on unmetered charges and levies of a taxation character for much of their water supply revenue. The Dutch report also indicates that supplies in Amsterdam, Rotterdam and the province of Groningen are not all metered. However, though only 10 per cent of connections in Rotterdam are metered, over 70 per cent of revenue is gathered from metered supplies.

**5.1.2** These situations are however under review for various reasons. In Ireland local rates have been ended for private residences, though a water rate of 12½ per cent on the annual rental value of the property is still collected from properties connected to the mains; the main cost of water supply is nevertheless covered by tax levies gathered regardless of whether supplies are provided or not. Industrial supplies are metered, on a flat rate charge of 9,5 pence per m<sup>3</sup> in Dublin, and by a decreasing sliding scale in the rest of the country. In England and Wales the 1973 Water Act included new obligations about charging to take effect in 1981, and the domestic rating system is far from popular. The report from Holland refers to a very thorough series of studies of consumption, pricing, and public attitudes to it, indicating that the Dutch water managers are clearly not resting complacently on the status quo.

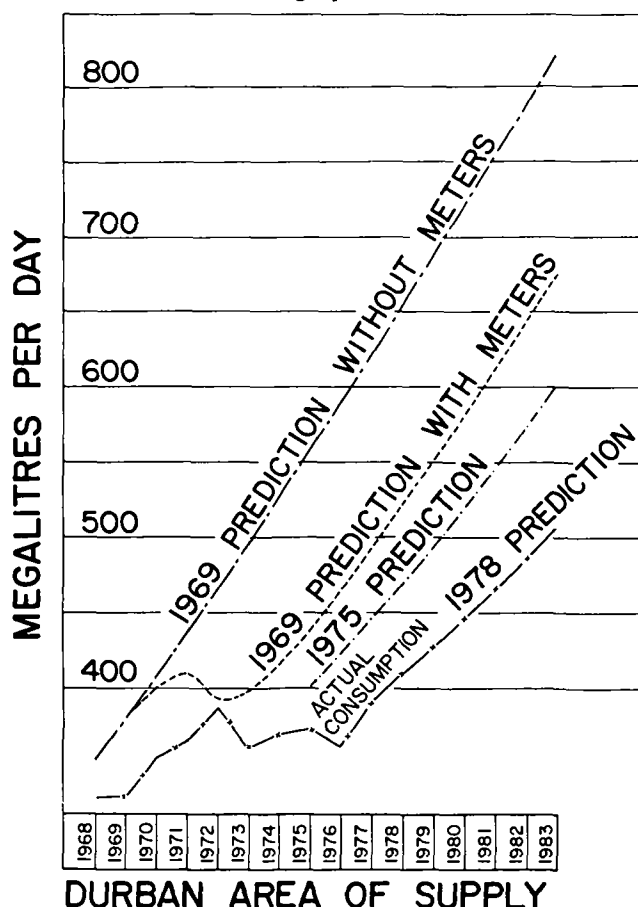
**5.1.3** The Dutch reports shows that there has been discussion of the cost and merits of universal metering, which might cost 250 million guilders in Rotterdam, a large sum when only 30 per cent of the revenue is drawn from unmetered supplies. In England the emphasis seems likely to be against universal metering in favour

of a selective approach; the selection of premises for metering may be mostly made by the occupiers, who will pay for the costs of the transition and the higher costs of collecting income by metered bills. The response to this optional approach may well be slow, but neither the authorities nor the customers can realistically complain of that. The incentive to transfer to metered charging may be sharpened by the scope, since the 1973 reorganisation, for the integrated authorities to offer measured charging for water supply and sewerage and sewage disposal also. The combination of charges for two services and the effect of inflation in raising the money level of water bills may lead more consumers to regard the costs of metering as more worth incurring.

**5.1.4** The report from South Africa is able to describe events since a spread of universal metering to Durban, where it had been carried out much later than in other South African cities. The first comment on this is quite definite:

“The capital cost of the universal metering system was substantial but resulted in saving of far greater capital expenditure than would have been required at that time to extend the conservation and purification works.”

In a later passage, the South African report observes that the introduction of metering in previously unmetered communities generally results in an immediate reduction of around 25 per cent, but, however applicable that view may be to diverse situations, the report follows it a little later with a point which is certainly of general importance. This is that the mere installation of meters does not reduce consumption, but the organisation that goes with it, the fixing of suitable tariffs, the discipline of meter-reading together with the feeling offered to consumers that they will gain by their own savings or pay for their own losses by leakage on their premises. The results of metering in Durban are shown in the graph.



5.1.5 This theme is reflected in other national reports which refer to the distinction between collective and individual metering. In Sweden, some 65 per cent of households are on collective charging. The French report is also concerned with refinement of metering for individuals rather than apartment blocks, and especially with the accuracy of metering.

5.1.6 The South African report requires however one further mention for other points it makes. It says, in addition to its emphatic recognition of gains from metering in Durban quoted above, that consumption does build up again, probably over 6-7 years. It also reflects some recognition that to be really effective in promoting economy, tariffs must be, in a developed society, more sophisticated. The cost of water is hardly a deterrent to consumption by the reasonably affluent but:-

“a tariff which allows consumers to purchase sufficient water for domestic purposes at a reasonable price but in which the unit price for water thereafter increases very rapidly is probably the most effective way of curbing consumption by means of metering and tariffs”.

5.1.7 Taking the national reports together, the striking thing about this observation is not its novelty but the range of countries who have not only recognised it but acted in accordance with it.

## 5.2 The form of tariff

5.2.1 In the past, one might have expected several references to tariffs which decreased the unit price for larger quantities and few if any mentions of tariffs doing the opposite (except perhaps in very water-scarce areas). Now the situation is quite different. There is hardly any attention to decreasing tariffs (the Irish reference to them is quoted above). The Belgian report refers to industrial supplies being mostly priced at less than other supplies, but tariffs set uniform volume charges. By contrast, reports from countries as diverse as Portugal and Japan, Switzerland and Italy indicate that they have progressive tariffs in operation. Since this appears the main innovative trend, it seems correct to give it most attention here.

5.2.2 The contribution from Zurich catches the spirit of this approach vividly by declaring in its tariff that the consumption price is 40 Rappen/m<sup>3</sup>, but for “over-consumption” there is a supplementary tax to be paid. This tax is an additional 40 Rappen/m<sup>3</sup>. The starting-point for this extra tax is set by reference to the size of the meter:-

size of the metre m <sup>3</sup> /hr	Daily Quantity m <sup>3</sup>
3	1
5	3
7	6
10	12
20	25
30	69
50	186
70	376
115	628
165	986
280	2236

There is in any event a base price of Fr.25 per m<sup>3</sup>/hr of the meter capacity.

5.2.3 The Portuguese and Italian reports indicate progressive tariffs based on a first allowance per household, and they agree fairly well on this allowance. In Lisbon, it was found that 62 per cent of the city's domestic consumption was taken by households using 15m<sup>3</sup> per month or less. A social price up to 5m<sup>3</sup> was established for the poorest consumers while the basic tariff applied between 6 and 15m<sup>3</sup> per month per household. Where monthly consumption went over 25m<sup>3</sup>, the unit price doubled, and above 50m<sup>3</sup> it increased to 2½ times the basic tariff.

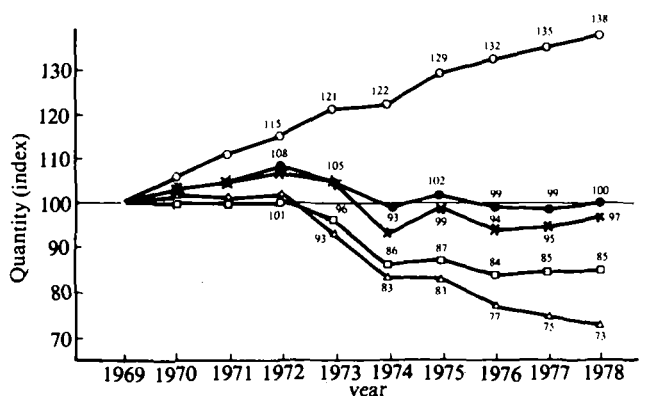
5.2.4 The Italians quote an allowance of 6/8m<sup>3</sup> per month per family for essential consumption and subject to a political price. Beyond this, however, the graduation has been made striking in several major Italian cities:-

TARIFF (Italian lire per cubic meter)	ROME	TURIN	NAPLES	TRIESTE	GENOA
Reduced rate <sup>1</sup>	30	30	80	48	68
Basic rate	97	95	130	90	135
1st excess	155	115	150	114	180
2nd excess	310	210	280	204	315
3rd excess					

<sup>1</sup> for the first 8m<sup>3</sup>/month per family

It is not proposed to offer here any figures as the precise result of these tariffs, because the Italian report in particular deals very fully with campaigns of public information undertaken at the same time, and the Portuguese changes of policy came after several years of serious shortage (so future restraint rather than large reductions of recent demand were the objective).

5.2.5 The Japanese report describes increasing-block tariffs being introduced in Kyoto in 1960, in Nagoya city and Yokohama city in 1963, and in Osaka city in 1965. At first these tariffs were directed to produce revenues at the required total, and demand continued to rise on a scale that called for further investment. From 1969, progressive tariffs were therefore geared more directly to the marginal costs which the new investment made clear. The evolution of the tariffs and the trend in consumption in Osaka city is shown in the table and graph below. By 1978, some 52 per cent of undertakings in Japan were using increasing-block tariffs, though not all on a marginal cost basis<sup>(3)</sup>. The author of the Japanese report, writing from Osaka, clearly feels that marginal cost pricing has played an important part in providing to consumers incentives to adopt the wide range of water saving devices and practices described elsewhere in his report.



Note: —○— Total quantity used by 0- 50m<sup>3</sup>/month users.  
 —×— Total quantity used by 51- 200m<sup>3</sup>/month users.  
 —□— Total quantity used by 201- 1000m<sup>3</sup>/month users.  
 —●— Total quantity used by more than 1000m<sup>3</sup>/month users.  
 Each use is shown in index as 1969 quantity is 100.



## Change in water rates in Osaka city

Date of revision	1965		1969		1973		1975	
	m <sup>3</sup> /month	yen	m <sup>3</sup> /month	yen	m <sup>3</sup> /month	yen	m <sup>3</sup> /month	yen
Basic charge	0-10	130	0-10	130	0-10	130	0-10	230
	11-30	17	11- 20	20	11- 20	20	11- 20	40
Excess charge (per 1m <sup>3</sup> )	31-50	22	21- 30	24	21- 30	24	21- 30	49
	51-	25	31- 50	29	31- 40	29	31- 40	58
			41- 50	48	41- 50	88		
			51- 100	60	51- 100	108		
			101- 200	40	101- 200	137		
			201-	42	201- 500	70	201- 500	155
		501-1000	72	501-1000	169			
				1001-	78	1001-	180	

(as of January 1980)

5.2.6 These various tariffs may usefully be related back to the South African remarks that metering of itself is not the key action, but the form of tariff and other actions taken with it. Here, it is necessary to turn briefly to other actions such as publicity.

themselves in good standing with the public as mere association with government does not carry the prestige of former times and the newspapers and television may not often give such agencies the benefit of doubt or invisibility in difficulty.

## 6 Public attitudes and programmes of public information

### 6.1

It is a familiar experience that in drought water supply is reported in headlines and now on television screens, but probably very little mentioned once normal conditions return. Sometimes, the water supply manager gives the impression that his criterion of success is that he and the customers do not need to get in touch with each other except for the gathering of money. This may leave the water undertaking with little idea of consumers opinions, and the Dutch national report includes an account of surveys of how customers view the cost of water. It was primarily the lower income groups who thought the present price of water was normal to high. In the Utrecht survey, more than 40 per cent of those approached did not know how much they paid for water. Studies of consumer opinions have also been carried out in UK by Severn-Trent and Anglian Water Authorities.

### 6.2

Several national reports, especially the Russian and the Italian ones, do however turn to active campaigns of public information. The Italian contribution included several very attractive coloured poster sketches, and there are to be presentations of publicity material, including perhaps some from Moscow, elsewhere in the Congress programme. A recurring theme of national reports is that for one reason or another, such as rising costs, growing leakage losses, changing equipment, water supply agencies wish to get into a more active and mutual role with their customers. Except in a real emergency, it may be idle to think that this co-operation can be called up when the agency happens to want it, and dropped again later. The attitude of other businesses is that they need to keep their name and reputation favourably in customers minds over long periods if their goodwill is to be any help when it is needed. In many countries now, the agencies in the public domain, linked to local or central government, may find they have to work much harder at keeping

## 7 Implications and consequences

### 7.1

The introduction observed that for different reasons and in varied settings, almost everyone is now increasing their interest in economy of water consumption to some extent. One main implication of this is that policies to promote economy are likely to become more coherent. This is partly inevitable as circumstances achieve only so much alone; metering is costly and what it achieves depends on the tariff; an informed public is likely to be more responsive to well-organised incentives in tariffs or regulations. To use one device for economy and allow others to be at odds with it is to lose potential benefits or invite frustration.

### 7.2

A coherent approach is important for a further reason. Not only may gains be negligible if policy is internally inconsistent but many of the actions that need taking are undramatic, perhaps even tedious, and need to be continued for long periods. The feeling that they are nevertheless part of a coherent pattern which can achieve in total a substantial economy should provide a stronger motivation for all concerned. To worry about distribution losses but be indifferent to use by consumers, to apply metering but not bother with an effective tariff may strike employees and customers as half-hearted. This would be regrettable at any time; when water supply undertakings face special difficulty, in finance or other directions, it can be even more damaging.

### 7.3

Yet the need for coherence carries risks of misunderstanding internally. When economy of use gains support from consumers and supply agencies, the results may become less predictable than the traditional extrapolations of rising consumption trends which have been the triggers for much water supply investment. Once demand really becomes sensitive, forward planning should not expect a very exact outcome at a

given future date or even a steady trend. The report from Moscow is tentative in suggesting that there are levels below which quota reductions may not go further. The South African report expects demand to grow eventually back towards levels from which it has been checked down. The Japanese report shows demand of small-volume users rising while that of large-volume users falls.

## 7.4

Thus averages and projections become less useful and perhaps more misleading. Whether or not water supply is seen as local or increasingly as regional or national, the promotion and achievement of economy of water use is likely to require studies and actions related to distinct or localised groups. The national reports show, in matters as different as pressure reduction and tariff structure, clear trends to more refinement and less broad-brush approaches. This fits, of course, with water supplies themselves being used in more sophisticated and diverse ways, providing for pleasure and amenity as much as health and hygiene.

## 7.5

This suggests one final observation knitting together several threads from the national reports. Water supply will always be a vital service, essential to health and hygiene and to industry and agriculture. But it is not necessarily a rejection of what priority to recognise that policies for water use and all that influences it cannot be wholly conducted on the basis of the most important basic uses. Perhaps because the changes to more sophisticated uses and their growth have been gradual over a long period, some water undertakings may not even have recognised how much now they serve pleasure as well as necessity. The emphasis which many national reports now place on economy is not directed to cutting down on health and hygiene, but to asserting their priority by making sure other uses do not build up for ever regardless of the costs they impose and the ways of achieving the same result with less water.

## 7.6

This need not stir political controversy or conflict with professional ambitions. Indeed, it offers common ground to users and suppliers alike, and even with the millions who may get during the 1980s a better chance of a modest healthy supply within easier reach if we all make enough effort to support that.

## References and additional data

1. **JAC Snijders and others:** Industrial Surveys produce better sales forecasts. H<sub>2</sub>O 1978, No. 24  
Forecast of potable supplies till 1985, Gemeente, Rotterdam 1977
2. **N. Hashimoto:** Domestic Water Saving Equipments, Journal of Water Re-Use Technology, 1979, Vol. 5 No. 1
3. **M. Nozu and others:** A Study of Water Conservation Systems, Journal of the Japan Waterworks Association July 1979

Other references listed by national rapporteurs included:

**Gilbert, Jerome B.:** Priorities for Increasing Efficiency of Water Use. Department of Energy Conference 1979.

**Laverty, Gordon L.:** Leaks make Lakes, Urban Water Conservation, East Bay Municipal Utilities District, 1976.

**Fishback, P. E.:** Perspectives on Agricultural Water Use and Conservation, American Society of Civil Engineers, 1979

**World Bank:** Appraisal of Lisbon Water Supply Project, 1978.

### Additional Data on Water Use

Several rapporteurs contributed data on shares of use for different domestic purposes. These are presented together here, though they may not be closely comparable in some respects.

#### Holland (1979)

	litres/day per capita
toilet	32
personal hygiene (bath, shower, washing)	34
washing clothes	22
dishwashing	11
drinking, cooking	4
other uses (incl. garden and car)	2
total	105
	litres/day per capita

#### Sweden

personal hygiene	70 lpcd
toilet flushing	40 lpcd
laundry	30 lpcd
dishwashing	40 lpcd
cooking and drinking	10 lpcd
miscellaneous	25 lpcd
Total	215 lpcd

#### Japan

Breakdowns of domestic water use investigated by several authorities.

Use	Authority		
	Japan Housing Corporation	Tokyo Metropolitan Waterworks Bureau	Yokhama Municipal Waterworks Bureau
Kitchen	17.5	19	15.7
Laundry	25.0	30	33.8
Bathing	17.5	17	19.1
Personal washing	13.5	9	12.2
Toilet	18.0	16	11.1
Cleaning & others	8.5	9	8.1
Total	100	100	100

#### England and Wales (1976)

##### Patterns of Water Use

Dwellings		Office Buildings	
Use	per cent total	Use	per cent total
WC flushing	35	WC flushing	43
Personal washing & bathing	35	Washing	27
Laundry	10	Urinal flushing	20
Washing up	10	Canteen use	9
Car washing and garden use	6	Cleaning	1
Drinking, cooking and food preparation	4		

The author thanks most warmly the rapporteurs of all countries who have contributed and the National Water Council and his UK colleagues for their help. A single report can hardly reflect adequately all the material and thoughts offered to the general rapporteur on so wide a theme.

## Utilisation et consommation de l'eau

### Résumé

1. "L'utilisation et la consommation de l'eau" embrasse des influences sociales, économiques et climatiques aussi bien que des facteurs techniques. Les rapports nationaux peuvent donc mettre l'accent sur un large éventail de situations locales et traditionnelles et de politiques qui ont peu de choses en commun pour un rapport général. Il est cependant évident, bien que les raisons et les cadres soient différents dans les divers pays, qu'une attitude plus positive envers la promotion de l'économie de l'utilisation et de la consommation de l'eau est en train de se répandre. En outre, en dépit de la diversité des raisons et des cadres, les actions prises pour promouvoir cette économie suivent largement les mêmes lignes en beaucoup de pays.

2. Le présent travail n'est naturellement pas complet, et par sa nature même il exige d'être continue et localisé dans ses applications. Il reste donc encore beaucoup à faire, mais les pays qui disposent de services d'eau bien développés assurant une desserte facile et saine à presque toute leur population ne doivent pas considérer qu'il est indigne d'eux ou inutile de prêter attention à l'économie. Le trait dominant des années 80 sera la Décade de l'eau et de l'assainissement des Nations Unies, qui vise à assurer une desserte un peu meilleure aux centaines de millions de familles dans le monde qui ne disposent pas à proximité de leurs demeures d'un service d'eau organisé ou régulièrement sain. Les pays développés, qui tirent un grande fierté des bénéfices que les bons services d'eau ont apportés à leurs populations, pourraient bien se sentir fortement obligés d'appuyer cet effort international. L'intérêt de promouvoir l'économie de l'utilisation de l'eau offre un terrain commun à tous ceux qui sont concernés. Peu de groupes significatifs de distributeurs d'eau ou d'utilisateurs tourneront le dos dans les années 80 à une économie efficace de la consommation de l'eau.

### Les raisons pour promouvoir l'économie

3. Les raisons et le cadre pour la promotion de l'économie ne sont pas temporaires, comme une sécheresse peut l'être, ni principalement une réflexion sur le manque naturel d'eau. En Afrique du Sud, la politique de limiter les demandes est motivée par des limites physiques à la possibilité d'augmenter ou d'étendre les captages, mais au Japon, en Suède et en divers autres pays, ce n'est pas le motif principal.

4. L'augmentation des coûts est une expérience plus générale. Là où la politique favorisait autrefois les subventions en faveur de l'eau par les impôts sur le revenu, comme en Suède, elle est devenue difficile à soutenir parmi les obstacles de l'augmentation des impôts sur le revenu et des nombreux autres appels dont ils sont l'objet. Les consommateurs doivent donc affronter l'augmentation des charges en raison de l'augmentation des frais réels et de la diminution de l'aide des gouvernements.

5. Un aspect de l'augmentation des frais sur lequel l'accent est mis dans le rapport de l'Amérique et dans quelques

autres est l'augmentation du prix de l'énergie. Elle affecte non seulement le service de distribution d'eau, surtout s'il a beaucoup de pompage, mais aussi les consommateurs qui recherchent l'économie dans le volume de l'eau chauffée et utilisée comme eau chaude. La rapport de Moscou rejoint celui de la Californie sur ce point.

6. D'autres influences tiennent compte de l'écologie. D'un côté, les sites de réservoirs nouveaux deviennent rares et l'opposition à leur utilisation dans ce but est forte et croissante. D'un autre côté, les contrôles plus stricts sur les rejets d'effluents et sur la pollution des rivières conduisent les industriels à considérer l'augmentation des coûts d'élimination comme une incitation à économiser l'eau utilisée.

7. Pour les collectivités plus anciennes, le vieillissement des réseaux de distribution d'eau (et des égouts) est une nouvelle préoccupation. Remédier à leur délabrement une dépense formidable, qui durera peut-être deux décades ou plus, à Paris par exemple. Cette dépense peut entrer en conflit avec le financement de nouveaux investissements tandis que les pertes en distribution semblent la rendre encore plus pressante. Les services d'eau ne peuvent pas plausiblement rester indifférents aux pertes et à l'absence d'une gestion active alors que les consommateurs prennent une conscience aigüe de sa nécessité dans leurs propres demeures et dans leurs activités. Ainsi de nombreux rapports nationaux indiquent que l'on porte plus d'attention à rechercher les pertes en distribution et à réduire les pressions de service pour mieux les adapter aux conditions de zones, de bâtiments ou même de parties de bâtiments au lieu de les fixer largement pour un large secteur du réseau.

### Economies physique par les consommateurs

8. Dans les utilisations commerciales de l'eau qui vont de l'irrigation et de l'élevage aux usines, bureaux et hôtels, on recherche de véritables économies. La production et les services sont maintenus tandis que les volumes d'eau utilisés diminuent ou n'augmentent que lentement. Le rapport hollandais est parmi ceux qui donnent des exemples détaillés de ce fait, en citant des économies provenant de changements de mentalité aussi bien que d'investissements en capital. Le rapport des Etats Unis se réfère spécialement à des économies en irrigation, et le rapport du Japon à des économies dans les bâtiments commerciaux.

9. Pour les usages domestiques, l'état de la plomberie, l'installation de chasses d'eau à réservoir double, et la conception des machines à laver peuvent tous contribuer à l'économie, comme les mesures relatives à l'énergie et à la réduction des utilisations externes, spécialement là où elles sont relativement importantes.

10. Les réseaux parallèles donnant de l'eau de deux qualités ne semblent pas actuellement jouer un grand rôle comme méthode pour économiser l'eau potable.

11. Le but d'une politique pratique est maintenant en de nombreux endroits de motiver plus fortement les utilisateurs à adopter ces dispositifs variés. Les instruments qui peuvent y aider sont la loi, les tarifs et l'information du public.

### **La loi, les tarifs et l'information du public**

12. La loi a depuis longtemps joué un rôle important en fixant le cadre de l'utilisation de l'eau; elle admet généralement que la propriété de l'eau courante ne peut pas être revendiquée effectivement et exclusivement et que les droits d'utilisation peuvent être limités de diverses façons. Spécifiquement pour l'industrie de la distribution de l'eau, il y a également des règlements qui prescrivent l'installation de plomberies et d'appareils d'utilisation de l'eau non susceptibles d'amener des gaspillages ou de mettre en danger le réseau de distribution. Le rapport de Moscou indique comment on peut fixer par consultation locale des quotas pour les utilisations appropriées, quotas périodiquement révisés pour favoriser de nouvelles économies, bien que le rapport reconnaisse qu'il y a des limites à ces réductions progressives, et que beaucoup dépend du soin permanent de chaque utilisateur.

13. L'intérêt se porte de plus en plus sur la tarification de l'eau de deux façons. D'abord, on installe des compteurs là où ils n'y en avait pas encore. C'est ce qu'a fait au Portugal Porto en 1976, "un siècle après Lisbonne où les compteurs sont en service général depuis 1880". En Angleterre, les services d'eau commencent à proposer plus largement la fourniture au compteur (au choix et aux frais du consommateur) que précédemment. Ailleurs il y a des signes de facturation plus raffinée ou individualisée dans les immeubles d'appartements où le compteur était auparavant collectif.

14. Là où les compteurs sont déjà largement utilisés, le second signe de l'adoption d'une approche plus positive à la tarification de l'eau est le développement de tarifs progressifs signalés à cette occasion d'endroits aussi différents que le Japon, le Portugal, la Suisse et l'Italie. On peut considérer que ces tarifs servent la justice sociale en même temps qu'ils témoignent du caractère de confort ou commercial d'une consommation plus élevée qui s'est

développée au cours des années.

15. Les rapports qui traduisent les attitudes les plus positives à l'égard des tarifs sont généralement ceux qui reconnaissent aussi l'importance de campagnes bien étudiées d'information du public pour promouvoir l'économie dans l'utilisation de l'eau. Les illustrations vivantes de l'Italie et le souci manifesté dans le rapport de Moscou pour les consultations montrent comme est large la gamme des procédés utilisés.

### **Implications et conséquences**

16. L'une des implications des rapports nationaux dans leur ensemble est que les politiques pour promouvoir l'économie de l'eau deviennent en de nombreux pays plus cohérentes. Les instruments qui peuvent aider chacun à y parvenir: lois, tarifs, information, mesures physiques, sont utilisés simultanément. Il en ressort des résultats plus nets, comme le montrent les chiffres de plusieurs pays, que ceux qui pourraient être attribués à un instrument utilisé seul. En outre, comme cet effort est souvent terre à terre et doit être soutenu, cette approche cohérente permet de mieux faire sentir à tous ceux qui sont concernés l'intérêt de cet effort.

17. D'un autre côté, comme la demande devient plus sensitive, elle a tendance à devenir plus imprévisible. Les moyennes et les larges extrapolations classiques peuvent être une base moins satisfaisante pour prévoir l'avenir qu'on ne l'a souvent admis dans le passé. Mais une fois que les utilisations de base nécessaires de l'eau sont bien assurées, on peut espérer que les suppléments de demande porteront sur des utilisations qui sont en un certain sens plus optionnelles, et sujettes à des fluctuations avec l'augmentation des prix et autres modifications des conditions.

18. Il n'est donc pas question de restreindre les bienfaits que la distribution de l'eau apporte lorsque l'on incite d'une façon plus cohérente à rationaliser son utilisation. L'effort tend plus directement à atteindre les résultats souhaités, à la maison et au travail, sans augmenter indéfiniment les volumes fournis. Les rapports nationaux prouvent que des progrès substantiels sont faits en ce sens, mais qu'il reste encore beaucoup à faire.

# Economies d'énergie

par H. D. M. Speed

Ingénieur en chef, Newcastle and Gateshead Water Company, G.B.

## 1 Introduction générale

### 1.1 La crise de l'énergie

Il est utile de récapituler brièvement ce que l'on a appelé la crise de l'énergie. Le prix du pétrole brut est demeuré constant en termes monétaires (et a en fait baissé en termes réels) pendant de nombreuses années jusque vers 1970 et il y a de fortes raisons de croire que le faible prix et l'abondance de cette source d'énergie pratique a rendu possible la croissance économique rapide constatée depuis la fin des années 50 jusqu'à la fin des années 60. Mais la rapport des réserves connues à la production effective s'est constamment dégradé depuis 1940 et les réserves diminuent en valeur absolue depuis 1968<sup>1</sup>; et en 1973, les événements ont simplement mis en lumière le problème de la baisse des réserves.

Des 30000 champs de pétrole dans le monde non communiste, 29% représentent 49% des réserves et 4 de ces 29 comptent pour 21%! Face à la perspective de voir les principaux champs cesser leur production au cours du prochain siècle, à la réticence de la Grande Bretagne et des Etats Unis de se tourner à grande échelle vers le charbon, dont les réserves sont relativement abondantes, et aux coûts énormes et à la sensibilité politique d'un grand programme nucléaire, il est devenu urgent d'économiser les ressources en énergie primaire au moins jusqu'à ce que l'on ait débouché dans la recherche de nouvelles ressources abondantes et bon marché.

### 1.1 La consommation en énergie dans l'industrie des distributions d'eau en Grande Bretagne

Dans ce contexte, quelles sont les possibilités d'économies? Malheureusement, il n'y a pas de statistiques centralisées sur la consommation en énergie de notre industrie en Grande Bretagne, mais le tableau 1 donne quelques renseignements sur la consommation en pétrole et en électricité. Il en résulte que l'industrie de l'eau n'est pas un consommateur important d'énergie en termes nationaux. Sa consommation totale est estimée à environ 1,3% de toute la consommation industrielle et 0,5% du total de la consommation de la Grande Bretagne.

**Tableau 1 — Consommation en énergie en Grande Bretagne en 1977†**

Source d'énergie	Industrie de l'eau	Industrie totale	% Eau/industrie totale
Gazole (t)	4,4 × 10 <sup>4</sup>	8,5 × 10 <sup>6</sup>	0,5
Fuel oil (t)	1 × 10 <sup>3</sup>	2 × 10 <sup>7</sup>	0,005
Electricité (TW)*	3,7	90	4,1

†Source: Chiffres officiels du Department of Energy.

\*Y compris la consommation moteurs à gaz, pompage des eaux d'égout, etc . . .

A l'échelle nationale, il ne semble pas qu'il y ait place pour de grandes possibilités d'économie par l'industrie de l'eau. Cela ne diminue naturellement pas notre obligation d'économiser et de toute façon, il y a une considération

supplémentaire, c'est le coût de l'énergie pour notre industrie et ses effets sur les tarifs. Il a été difficile d'obtenir des chiffres complets et compatibles pour l'industrie de l'eau de Grande Bretagne dans son ensemble; cependant, il apparaît que les dépenses d'énergie représentent environ 6% des dépenses totales en y comprenant les intérêts, amortissements et autres dépenses financières et qu'elles sont probablement plus proches de 10% quand on déduit des coûts financiers. Naturellement, pour les distributions alimentées principalement par gravité, le pourcentage des dépenses pour l'énergie peut descendre à 4,5, mais là où les ressources sont essentiellement pompées, la proportion peut atteindre 20%. La tendance actuelle est vers un plus grand recours au pompage.

### 1.3 Le coût de l'énergie

Les chiffres du tableau 1 relatifs à l'électricité comprennent des utilisations autres que l'alimentation en eau, mais ils montrent que ce secteur consomme environ 4,1% de toute la consommation de l'industrie et environ 1,5% de la consommation nationale d'électricité<sup>2</sup>. (Aux Etats Unis, l'alimentation en eau consomme 7%<sup>3</sup> de l'électricité du pays.) En fait, sur l'ensemble de l'énergie consommée par l'industrie de l'eau, environ 90% sont de l'électricité, dont 85% est utilisée pour le pompage. Il y a eu une augmentation réelle de son coût entre 1973 et 1974, mais depuis 1974, bien que les tarifs de l'électricité aient été majorés d'un facteur de quelques 2,2, si l'on tient compte de la réduction du pouvoir d'achat de la livre, ces tarifs sont demeurés virtuellement statiques en termes réels. Un bond similaire des prix des produits pétroliers est intervenu entre 1973 et 1974 mais là encore, depuis lors, ils sont demeurés virtuellement statiques en terme de pouvoir d'achat de la livre. (1973 1£ = 100p, 1974 1£ = 86p, 1979 1£ = 42p—Valeurs annuelles moyennes de la Banque d'Angleterre.)

Cela peut paraître surprenant, mais le taux de change, que certains estiment élevé, de la livre par rapport au dollar (au moment de la rédaction de ce rapport, en février 1980, certains économistes estiment qu'une valeur de 2,25\$ pour une livre actuellement pratiquée devrait être plutôt proche de ,180\$) et l'exploitation des champs de la Mer du Nord ont probablement quelque peu amorti le prix du pétrole (sauf pour le fuel de chauffage) en Grande Bretagne. Ces chiffres confirment que la part de l'énergie dans les dépenses totales des divers services d'eau est demeurée relativement constante depuis 1974.

Il semble improbable que cette situation persiste en face d'un déclin mondial des réserves de pétrole et, si l'on veut réduire le taux de l'inflation, les coûts sous-jacents doivent être réduits en termes réels. Ainsi donc, en dehors des motifs moraux ou de bon sens pour économiser l'énergie, son utilisation plus efficiente s'impose pour des raisons économiques.

## 2 Comment économiser l'énergie?

Il est commode de considérer les méthodes d'économie de l'énergie sous deux point de vue, direct et indirect. Dans la première catégorie, on trouve les moyens

tels que le meilleur rendement des pompes tandis que des exemples de la seconde sont la réduction des pertes et l'application de tarifs qui encouragent les économies d'eau.

Dans un rapport de longueur limitée comme celui-ci, il n'est pas possible de traiter complètement de tous les moyens d'économiser l'énergie; ce qui suit est une sélection de ceux qui, à l'avis de l'auteur, sont les plus importants et qui sont spécifiques à l'industrie de l'eau. Certains sujets plus généraux comme les bilans d'énergie<sup>4,5</sup> l'isolement des bâtiments et les transports sont amplement couverts par ailleurs.

L'électricité, comme indiqué ci-dessus, représente 90% de l'énergie consommée par l'industrie et son utilisation efficace est évidemment la première priorité.

Il est intéressant de souligner un autre point de valeur générale, la grande difficulté de faire des prédictions même à court terme, sans même parler du moyen terme, sur l'augmentation du coût de l'énergie. Le prix des énergies primaires comme le pétrole et le gaz naturel n'est que partiellement gouverné par l'offre du produit: les facteurs politiques ont une très forte influence sur la structure des prix, non seulement ceux à macro-échelle comme les tensions au Moyen Orient, mais aussi les politiques nationales comme la recours croissant des gouvernements à des politiques fiscales pour régulariser la consommation d'énergie. La conséquence en est que l'évaluation économique des projets où il y a un choix à faire entre un lourd investissement en capital pour projet demandant peu d'énergie et une plus faible dépense en capital supposant une plus grande dépense d'énergie est difficile; le problème est encore aggravé par les taux actuels élevés d'inflation et d'intérêt. Cependant, une fois le capital investi dans un projet, même si les taux restent à leur niveau actuel, les charges financières de viendront rapidement "faibles" par comparaison avec les dépenses basées sur l'énergie, en raison de l'augmentation d'allure exponentielle des prix de cette dernière. Pour les raisons indiquées dans la première section, le coût de l'énergie augmentera en termes réels au moins jusqu'à la fin du siècle.

## 3 Economies directes

### 3.1 Ressources

La discussion sous cette rubrique est orientée sur les ressources en eau brute et les moyens d'utiliser l'énergie potentielle stockée dans les barrages-réservoirs.

#### 3.1.1 Régularisation de la rivière contre alimentation directe

Ces dernières années la plupart des réservoirs construits en Grande Bretagne l'ont été pour la régularisation de la rivière plutôt que pour l'alimentation directe, l'eau destinée au service public étant puisée dans la rivière, qui sert d'aqueduc, en un point près de l'agglomération, généralement dans le cours inférieur. L'écologie de la rivière en profite et il peut être possible de tirer un débit supplémentaire du bassin versant en aval du site du barrage (bien que, réciproquement, cela demande un soutien à partir du réservoir en période de sécheresse). Mais le danger de pollution se trouve fortement accru comme le risque de défaillance des stations de pompage et la dépendance probable des fournitures d'électricité. En outre une énergie vitale est gaspillée à pomper l'eau dans la rivière, l'énergie potentielle de l'eau ayant été dissipée non seulement au site du barrage, mais aussi tout le long de la rivière jusqu'au point de puisage. En outre, la difficulté et par conséquent le coût et la dépense d'énergie pour traiter l'eau de la rivière sont plus grands que pour traiter l'eau décantée du réservoir.

Il y a probablement place pour une régularisation combinée et des alimentations directes; un cas d'hypothèse peut être étudié pour le Kielder Reservoir (prise de fond à l'altitude 150m) en Northumbrie, qui régularise la Tyne à

la fois pour soutenir les puisages fait par la connurbation du Tyneside et pour permettre un transfert d'eau brute vers la Wear et la Tees. Il aurait été possible d'obtenir une alimentation par gravité à la même cote (117m) que celle où la station de pompage livre une eau prise dans le cours inférieur de la rivière à la cote 5,5m. Bien que le coût en capital d'une conduite de 1500mm longue de 57km représente environ dix fois le coût actuel (1,1 million de livres) de la station de pompage, les projections en cash-flow deviennent favorables au projet gravitaire en moins de 25 ans en supposant (ce qui est extrêmement prudent) que le prix de l'électricité n'augmentera que de 5% par an à partir de 1986. Des prévisions d'évolution du prix de l'électricité plus pessimistes (et plus probables) ne font que renforcer la viabilité économique du cas.

On prétend que la régularisation de la rivière est favorable à l'écologie; ce qui la condamne du point de vue global de la conservation est son besoin de faire appel à perpétuité à l'énergie, ressource déclinante. Il est temps de réexaminer cette philosophie.

#### 3.1.2 Production d'électricité hydraulique

Il est rare, au moins en Grande Bretagne, qu'il y ait dans une conduite d'eau brute un surplus de charge suffisant pour produire de l'électricité, car les projecteurs ont utilisé toute la charge disponible pour calculer la conduite. (Une exception: l'adduction du Loch Turret du Central Scotland Water Development Board, où le surplus d'électricité après les besoins du traitement est injecté dans le réseau local<sup>6</sup>.) Cependant deux autres possibilités se présentent sur le site d'un barrage, qui sont l'utilisation du débit de compensation comme source de potentiel relativement constant, et, pour les barrages de régularisation, l'utilisation de l'énergie lors des lâchures.

La première de ces solutions ne fournira qu'une faible puissance: le débit de compensation du Kielder Reservoir de la Northumbrian Water Authority, 57 000m<sup>3</sup>/j en hiver et 114 en été, a un potentiel de 0,5MW, mais cependant même de petites quantités d'électricité peuvent couvrir les besoins de ouvrages du service d'eau à proximité immédiate du barrage. Alternativement, elles peuvent être vendables au service d'électricité pour les besoins des collectivités proches, un bon exemple étant celui du réservoir de la Derwent de la Sunderland and South Shields Water Company qui est équipé pour fournir 90kW au réseau local. Il est intéressant de noter que le coût de cette installation en 1967 a été d'environ 3000 livres et que la recette nette sur l'électricité vendue dépasse actuellement 3000 livres par an. Les lâchures des barrages de régularisation ont évidemment un plus grand potentiel de production: 5,7MW au Kielder; mais en pratique, il y a plusieurs difficultés si l'on doit vendre l'électricité aux distributions d'électricité. Il y a par exemple conflit entre les cycles saisonniers de l'eau et ceux des besoins en électricité; on a besoin de plus d'électricité en hiver, mais les lâchures de compensation sont généralement nécessaires en été. Un autre problème est celui du coût de la ligne nécessaire pour transmettre le courant d'un endroit généralement isolé à un point convenable d'injection dans le réseau, et les pertes en lignes qui en résultent. Au Kielder Reservoir, par exemple, le coût de pose de la ligne est estimé à 12,5% en capital du coût du turbo-alternateur, et les pertes en ligne à environ 8%. Il est compréhensible qu'il y ait une certaine réticence de l'industrie électrique à acheter des quantités relativement faibles d'énergie produites hors de son contrôle, et cela se reflète dans le faible prix d'acquisition de cette énergie.

Toutes les informations ci-dessus s'appliquent à la situation en Grande Bretagne: l'auteur a reçu des informations de M. Bardi, du Service de l'eau et de l'électricité de Rome, au sujet de l'aqueduc Peschiera-Capore où l'eau des sources situées à 400m d'altitude passe par des turbo-alternateurs produisant 27,3MW<sup>7</sup>. Mention

est également faite dans la communication de M. Bardi de la liaison entre les planificateurs de la ville et son service en vue d'utiliser au mieux les ressources gravitaires disponibles pour le développement de Rome.

### 3.1.3 Surutilisation des ouvrages

Beaucoup de services d'eau exploitent des barrages réservoirs hauts en liaison avec des prises en rivière et/ou des eaux souterraines. Aussi longtemps que le débit total disponible dépasse la demande, il sera économique de surutiliser le débit assuré des réservoirs, car c'est la ressource la plus économique, sachant qu'un éventuel déficit des précipitations pourra être couvert par le surplus de capacité des ressources pompées plus coûteuses.

Naturellement, il faut prendre quelques précautions, et un bon exemple de succès est donné par la Sunderland and South Shields W.C. Les règles d'exploitation ont été tirées de 25 ans d'enregistrements pluviométriques qui permettent de prévoir les conséquences d'une surutilisation du réservoir de la Derwent pour des périodes futures de 12, 24 et 36 mois. Il s'est montré possible de dépasser le débit de sécurité théorique, qui est de  $107000\text{m}^3/\text{j}$ , de  $22000\text{m}^3/\text{j}$  pendant des périodes substantielles. Quand on compare le prix de revient marginal de l'eau de réservoir traitée et de l'eau souterraine la plus économique, on constate une économie de 9 livres par  $1000\text{m}^3$ . Une économie très substantielle est donc réalisable.

## 3.2 Procédés de traitement

Quand il fixe les niveaux de l'eau dans les différentes parties d'une station de traitement, le projeteur détermine pour la durée de cette station les pertes d'énergie qu'elle provoquera. Pour une station moderne à deux étapes de traitement, la perte de charge ne sera guère inférieure à 6m et, si l'eau est pompée, cela représente une dépense en énergie d'environ 1kW par  $1000\text{m}^3$  de débit journalier. Aux prix du 4ème trimestre 1979, cela représente 185 livres par  $1000\text{m}^3$ .

Un nouvel intérêt se manifeste pour la filtration lente car, s'il n'y a pas de problèmes d'enlèvement de couleur, ce procédé est très économique en terme de perte de charge, un mètre seulement, un peu plus si un tamisage préalable est nécessaire. Les grandes surfaces nécessaires pour les filtres rapides augmentent les dépenses d'investissement initiales par rapport au traitement par décantation et filtration rapide mais, comme pour le cas régularisation de la rivière contre alimentation directe, la certitude de l'augmentation continue du prix de l'énergie est en faveur du procédé à faible énergie.

Là où il faut enlever la couleur de l'eau, une coagulation chimique suivie d'une décantation, une flottation ou une filtration rapide directe seront nécessaires. La filtration directe, qui économise la perte de charge des décanteurs, peut attirer un nouvel intérêt. La flottation à l'air dissous, intéressante en terme de faible investissement, démarrage rapide et aptitude à traiter les eaux peu chargées et celle qui ont des problèmes d'algues, est coûteuse en énergie. Ce procédé exige actuellement un apport d'énergie de  $0,75\text{kW}$  par  $1000\text{m}^3/\text{j}$  de débit ce qui restreindra son utilisation aux cas où les procédés de traitement à plus faible énergie ne sont pas efficaces.

Dans les stations de traitement classiques à deux étages comprenant décantation suivie par filtration rapide, environ 60% de la perte de charge est susceptible d'intervenir dans les filtres. Depuis vingt ans, les projeteurs ont tendu à adopter des vitesses de passage à travers les filtres plus rapides afin de chercher à réduire la taille de ceux-ci. Il en est naturellement résulté une augmentation des pertes de charge et quand on place le coût de la structure des filtres en regard des pertes d'énergie, il est peut-être souhaitable de revenir à des débits plus classiques et à une réduction des pertes de charge.

Avant de quitter la filtration, il convient de mentionner brièvement les filtres sous pression; les projeteurs s'en sont détourné pour des problèmes d'accessibilité, de complexité et d'entretien, mais ils ont le mérite de minimiser les pertes d'entrée et de sortie.

## 3.3 Pompage en distribution

La règle cardinale est évidente: la quantité minimale d'eau doit être pompée à la hauteur minimale possible. Nous tenons pour acquis que les questions de bonne conception et de gestion telles que la correction du facteur de puissance, le choix de la pompe la plus appropriée et le meilleur tarif auront été envisagées. La minimisation des volumes pompés est traitée ci-dessous à la section 4.1, et celle-ci se concentre sur l'optimisation des pressions dans le réseau.

### 3.3.1 Surpression en ligne

Les surpresseurs en ligne alimentant une boucle fermée sont inefficaces en ce qu'ils doivent être dimensionnés pour satisfaire les demandes de pointe et que par conséquent ils engendrent une pression non nécessaire et fonctionnent au dessous de leur rendement optimum en dehors de périodes de pointe. Il est bien sûr possible d'utiliser des pompes multiples contrôlées en fonction du temps ou de la pression, mais le contrôle moderne de la vitesse par thyristor donnant une pression constante dans le réseau est une solution plus économique. De bons exemples des économies permises par ces installations sont donnés par la Compagnie des eaux de Bristol: pour une grande collectivité urbaine, le contrôle de la pression à 25,9m (elle variait précédemment entre 24,4 et 33,6m) a permis d'économiser 18% des kWh et de payer le coût de l'équipement en moins de quatre ans. Pour une petite collectivité rurale ayant de mauvaises courbes de charge la nuit, on a obtenu une économie en kWh de 23% en régularisant la pression à 24,4m; elle variait précédemment entre 29,9 et 34,5m. Il y a des économies supplémentaires en termes de réduction des pompages en amont et en termes de réduction des débits de fuites (voir 4.1 ci-dessous).

### 3.3.2 Pompage vers les réservoirs de distribution

Lorsque le pompage alimente un réservoir de distribution, le niveau du trop-plein sera déterminé par la nécessité d'assurer une pression suffisante dans la zone la plus élevée aux heures de pointe. Mais si l'on admet que la différence de pression nécessaire pour couvrir les pointes dans le réseau est, prudemment, de 6m, et que le niveau de pompage est de 50m, en dehors des pointes, il suffit que le niveau hydraulique soit de 44m. En construisant un réservoir à deux compartiments superposés et en utilisant des vannes à trois voies commandées par la pression, on peut mettre en oeuvre cette économie. Une différence de niveau de 6 à 8m sera facile à réaliser et les coûts de structure ne seront pas beaucoup plus grands que pour un réservoir classique de même capacité (les colonnes ne coûtent pas cher et la charge des fondations sera encore modérée; les besoins en terrain seront réduits). Il est évident que les économies réelles dépendront des volumes relatifs distribués à haute et basse pression, mais même en admettant une proportion pessimiste de 50/50, l'économie d'énergie possible est  $0,5 \times 6/30 = 10\%$  (bien qu'elle reste la même en termes absolus). Considérant le degré de prudence des chiffres ci-dessus et le fait que l'économie est valable à perpétuité pour un investissement initial nul ou faible, une telle disposition semble très intéressante. L'économie calculée ci-dessus ne concerne que les besoins en énergie de cette partie du réseau: il est probable qu'il en résultera des économies dans les volumes fournis en raison de la diminution des fuites entraînée par la baisse des pressions; nous en discuterons ci-dessous dans la section 4.1.

### 3.4 Prédiction de la demande

Marlow et Fallside\* ont décrit le système de contrôle de l'East Worcestershire Waterworks Company qui utilise des mini-ordinateurs en ligne. Ce système acquiert des données par un réseau téléométrique de contrôle et de surveillance et s'en sert pour prédire la consommation pour les 24 heures et la semaine à venir. Un programme d'optimisation choisit alors la combinaison la plus efficace de sources et de pompes de refoulement pour satisfaire la demande prédite, avec les économies d'énergie correspondantes.

### 3.5 Déshumidificateurs au lieu de radiateurs

Lorsqu'il est nécessaire d'empêcher l'humidité d'atteindre des équipements tels que les moteurs électriques, et lorsqu'il n'y a pas de danger de gel, comme dans les stations de pompage souterraines, les déshumidificateurs se révèlent consommer un cinquième ou moins de la puissance des radiateurs.

L'entreprise où travaille l'auteur dispose de plusieurs installations de ce type, dont la plus grande abrite des pompes submersibles et a un volume d'air de 425m<sup>3</sup>. La puissance requise pour le déshumidificateur est de 1,5kW contre un minimum absolu estimé de 9kW pour le chauffage. En outre, on recueille 45 l de condensat par jour pendant 8 mois de l'année. Les essais de laboratoire ont montré que c'est de l'eau de qualité distillée et on l'utilise pour recouvrir la presse étoupe des pompes submersibles ainsi que pour les accus des véhicules.

### 3.6 Récupération de la chaleur et pompes à chaleur

Bien que le présent rapport traite essentiellement des questions d'économie d'énergie spécifiques des opérations de l'industrie de l'eau, les deux sujets qui forment le titre de cette sous-section méritent une discussion.

La récupération de chaleur de l'éclairage, de la ventilation et des occupants<sup>9</sup> est largement pratiquée; le concept de bâtiment intégré dans l'environnement ou à faible énergie 10 exige normalement une structure spécialement réalisée et un excellent exemple en est le siège de la Tees Division de la Northumbrian Water Authority. Mais il existe d'autres possibilités. La plupart des services d'eau ont installé des ordinateurs de gestion au cours des dernières années, et ces appareils exigent une climatisation; il existe des échangeurs de chaleur qui utilisent pour le chauffage ou la production d'eau chaude la chaleur dissipée. Dans l'entreprise de l'auteur, on espère récupérer environ 30kW.

La pompe à chaleur extrait la chaleur d'une source faible telle que l'air, le sol ou l'eau et la convertit en une chaleur à température plus élevée au moyen d'énergie extérieure apportée pour comprimer un réfrigérant. Sunner a écrit sur ce sujet un excellent ouvrage<sup>11</sup> qui fait référence à plusieurs de ses installations, y compris celle de Norwich!<sup>2</sup>

L'eau à température ambiante est une excellente source de chaleur faible et le débit de chaleur théorique d'un courant de 1000m<sup>3</sup>/j est de 52kW pour une chute de température d'un degré. Les pertes à l'échangeur de chaleur limitent la pleine utilisation de ce potentiel et, plus la température de chaleur limitent la pleine utilisation de ce potentiel et, plus la température livrée est forte, plus l'apport d'énergie demandé par le compresseur est élevé. Mais il est possible d'obtenir entre deux et quatre fois la valeur calorifique de l'énergie apportée, et parfaitement réalisable de produire de l'eau chaude à 50°C à partir d'eau à la température ambiante de 4°C. D'importants investissements sont consacrés au développement des pompes à chaleur aux USA et en Allemagne et il semble souhaitable que les distributeurs d'eau s'y intéressent, en particulier

quand leurs bureaux ou dépôts sont proches de réservoirs de distribution ou de grosses conduites.

Il est intéressant de noter que des chercheurs américains ont proposé un plan pour "récupérer les vastes quantités d'énergie solaire absorbée emmagasinée sous forme de thermoclines derrière les barrages" pour une dépense relativement faible et dans un délai beaucoup plus faible que pour le charbon ou l'énergie nucléaire!<sup>13</sup>

## 4 Méthodes indirectes

### 4.1 Réduction des fuites

Les économies d'énergie que l'on peut obtenir par la réduction des fuites sont cumulatives et se répercutent dans tout le réseau jusqu'au captage. Ainsi non seulement il y a quelque réduction des débits de pointe (et donc des pertes de charge), mais aussi de pompage à tous les stades dans le réseau, de coûts de traitement et de besoins en eau brute; il y a possibilité d'économiser des capitaux en reculant la date d'exécution des renforcements de réseau.

Un très vaste programme de recherches sur les réseaux existants réalisée par l'industrie britannique de l'eau en collaboration avec le Water Research Centre (WRC) et le National Water Council (NWC) a abouti à la publication d'un rapport qui comprend des manuels pour l'établissement d'une police et pour la pratique de la lutte contre les fuites!<sup>4</sup> Les recherches ont montré que les pertes aux réservoirs de distribution sont rarement significatives et fréquemment inférieures à 0,5%, que les pertes sur les grosses conduites sont généralement faibles (moins de 1000 l par km et par heure pour 81% des conduites testées) mais que la majorité des fuites survient dans le réseau de distribution.

Le rapport conclut que:

- (1) Une lutte active contre les fuites a des chances d'être économiquement justifiable dans la plupart des réseaux de distribution.
- (2) Des compteurs de district sont un premier pas recommandable.
- (3) La mesure des fuites est justifiée quand le coût unitaire des fuites dépasse 3 pence par mètre cube (prix au 4ème trimestre 1979) et
- (4) Le contrôle des pressions coûte peu en installations et mérite étude.

L'auteur estime qu'un zonage de pression convenable et un contrôle automatique ou télécommandé pour moduler les pressions dans le réseau au minimum compatible avec un service satisfaisant permet des économies considérables même dans les réseaux gravitaires car la production d'eau et les contraintes générales sur les conduites seront réduites. Des expériences réalisées en 1968 par Rippon<sup>5</sup> ont montré qu'en réduisant la pression on obtient des économies de 6 à 10% en consommation totale, le chiffre faible avec des courbes de charge assez tendues, le chiffre fort avec des charges de nuit plus élevées.

Nous avons signalé en 3.3 l'emploi par la Compagnie des eaux de Bristol de thyristors pour contrôler la vitesse des surpresseurs centrifuges et la pression; des économies de 6 et 14% sont obtenues sur des réseaux ayant des courbes de charge tendues ou plus élevées la nuit respectivement.

### 4.2 Conception et inspection des appareils d'utilisation

L'importance du respect des règlements par une inspection convenable ne doit pas être sous-estimée. Cela évite le gaspillage dû à des conduites d'eau chaude de longueur exagérée et les fuites des appareils mal conçus et mal installés comme les branchements souterrains.

On prête attention aux économies d'eau résultant d'une meilleure conception des chasses d'eau, y compris les réservoirs à double effet, et les règlements types britanniques sont en cours de modification pour en permettre l'emploi.



### 4.3 Tarifs

Il y a eu en Grande Bretagne des arguments sociaux aussi bien qu'économiques proposés contre la pose de compteurs domestiques. Cependant dans beaucoup d'autres pays le comptage est universel et permet d'encourager l'utilisation économique de l'eau en appliquant des tarifs où le coût unitaire de l'eau augmente lorsque l'on dépasse des allocations en volume successives.

Un tel système fonctionne dans plusieurs villes italiennes et Bardi<sup>7</sup> cite pour les tarifs domestiques à Rome 30LI (1,62 penny) par m<sup>3</sup> pour une consommation minimale de 90m<sup>3</sup>/an montant jusqu'à un maximum de 620LI (33,5 penny) par m<sup>3</sup>.

Il est intéressant de noter que les tarifs en deux parties que l'on est en train d'adopter pour les abonnements au compteur en Grande Bretagne sont dans une certaine mesure un pas en direction contraire car en demandant une partie des recettes à une somme fixe indépendante de l'utilisation et en appliquant un prix uniforme aux mètres cubes consommés, on réduit ce prix du mètre cube. C'est peut-être pour décourager l'économie?

### 4.4 Divers

On peut facilement se laisser détourner par des considérations théoriques sur des procédés de fabrication plus ou moins éloignés de l'emploi de produits dans l'industrie de l'eau. Par exemple, la lutte contre la corrosion, dans la mesure où elle retarde le besoin d'énergie pour fabriquer et poser de nouvelles conduites, constitue une économie d'énergie indirecte. La lutte contre la corrosion minimisera aussi à long terme les frais d'exploitation et c'est pour cette raison, plutôt que pour des considérations d'énergie moins tangibles que le distributeur d'eau l'adoptera. On peut sortir des arguments ésotériques pour déterminer les réactifs à utiliser en termes d'économie d'énergie, mais là encore l'efficacité de la substance et les forces du marché commanderont (à juste titre) la décision de l'exploitant.

## 5 Conclusions

Les réserves connues du monde en pétrole déclinent en dépit des efforts massifs d'exploration; la lenteur du passage à une plus grande production de charbon et les difficultés des programmes nucléaires impliquent des augmentations du prix de l'énergie pendant au moins les 20 prochaines années. Il n'y a pas de panacée simple pour économiser l'énergie. Mais dans l'industrie de l'eau, la plus importante source d'énergie est l'électricité et il est évidemment nécessaire de contenir ou de réduire son emploi, non seulement pour des raisons de conservation, mais aussi par ce qu'elle représente une bonne partie des dépenses courantes et qu'il est nécessaire de lutter contre l'inflation.

Comme 85% de l'électricité consommée par l'industrie l'est pour le pompage, c'est dans le soin apporté aux opérations de pompage que reposent les plus grandes possibilités d'économies. Il faut être vigilant à l'égard de la tendance croissante à la régularisation des rivières avec le gaspillage d'énergie qui en découle (pour ne rien des dangers accrus de pollution et de panne de courant). Il y a place pour des économies importantes et facilement réalisables dans la distribution de l'eau par le contrôle des pressions, particulièrement là où il y a des supresseurs, par une approche plus scientifique de la lutte contre les fuites et par l'emploi des systèmes de contrôle les plus élaborés capables d'optimiser l'emploi des pompes en fonction de la prédiction des demandes. Les économies en distribution se répercutent sur l'ensemble du réseau.

Le taux de l'intérêt est actuellement très élevé; au pire, il peut demeurer relativement stable. Mais le coût de l'énergie continuera certainement à augmenter et presque certainement à une allure plus rapide que l'inflation-générale. L'augmentation de ces coûts est exponentielle et ils réduisent grandement la période d'amortissement des équipements réalisés pour économiser l'énergie en comparaison des estimations que l'on faisait il y a quelques années.

## Energy saving

by H. D. M. Speed

Chief Engineer, Newcastle and Gateshead Water Company, G.B.

### 1 General introduction

#### 1.1 The energy crisis

It is worth recapitulating briefly on what has become known as the energy crisis. The price of crude oil remained constant in monetary terms (an actual decline in real terms) for very many years until about 1970 and there is strong reason to believe that the low cost and abundance of this convenient source of energy made possible the rapid economic growth rates which obtained from the later 1950s to the end of the 1960s. However, the ratio of remaining oil reserves to current production has fallen continuously since 1940 and reserves have been declining in absolute terms since 1968<sup>1</sup>; in 1973 the events in the Middle East merely brought into the open the problem of dwindling reserves.

Of the 30,000 oilfields in the non communist world, 29 account for 49% of reserves and 4 of these 29 for 21%! Faced with the prospect of the major fields running out of production during the next century, of the failure of both the U.K. and the U.S.A. to make major switches to coal, reserves of which are relatively abundant, and of the enormous cost and political sensitivity of a major nuclear programme, there is an urgent need to conserve primary energy resources at least until some breakthrough is made in the search for a new cheap and abundant source.

#### 1.2 Energy use in the United Kingdom water industry

Against this background, what is the potential for saving? Unfortunately central statistics for energy consumption in our industry are not separately maintained in the U.K. but some data on oil and electricity consumption are set down in Table 1. It will be seen that the water industry is not a major energy user in national terms – its overall consumption is estimated to be about 1.3% of all industrial use and 0.5% of total U.K. consumption.

Table 1. Energy use in the U.K. 1978

Energy source	Water industry	All industry	Water industry All industry %
Gas oil (t)	$4.4 \times 10^4$	$8.5 \times 10^6$	0.5
Fuel oil (t)	$1 \times 10^3$	$2 \times 10^7$	0.005
Electricity (TW)*	3.7	90	4.1

\*Includes consumption in gas works, drainage, sewerage pumping, etc.  
Source: Department of Energy Official Figures.

On the national scale there would not seem to be scope for any large contribution to saving from the water industry. Of course, this in no way reduces the moral obligation to conserve and there is, in any case, a further relevant consideration, namely the cost of energy to our industry and its effect on charges. It has proved difficult

to obtain comprehensive and compatible figures for the U.K. water industry as a whole; however, it would appear that expenditure on energy amounts to about 6% of total revenue expenditure, including interest, depreciation and other capital financing costs and is probably nearer 10% when these costs are deducted. Naturally for undertakings in which supply is mostly by gravity, the proportion of revenue spent on energy may be as low as 4.5%, but where supplies are mainly pumped the proportion can exceed 20%. The current trend in resource development is towards much greater use of pumping.

#### 1.3 The cost of energy

Although the figures in Table 1 relating to electricity include uses other than water supply, they show this sector as consuming 4.1% of all industry's electricity and this is about 1.5% of our national electricity consumption<sup>2</sup>. (In the U.S.A. water supply consumes 7%<sup>3</sup> of that country's electricity.) In fact, of the water industry's total expenditure on energy, some 90% is on electricity, 85% of which is used for pumping plant. There was a real rise in the cost of this between 1973 and 1974 but since 1974, although electricity prices have increased by a factor of about 2.2, when the reduced buying power of the £1 is taken into account, the price has virtually remained static in real terms. A similar real jump in petrol and diesel fuel prices occurred between 1973 and 1974 but again they have remained virtually static in terms of the pound's purchasing power since then. (1973 £1 = 100p, 1974 £1 = 86p, 1979 £1 = 42p – Bank of England year average figures.)

This may come as a surprise, but what some regard as the artificially high rate of exchange of the £1 against the dollar (at the time of writing in February 1980 some economists believe that the actual figure of \$2.25 to £1 should be nearer \$1.80) and the exploitation of the North Sea oilfields has probably cushioned oil costs (other than heating oil) in the U.K. somewhat. The figures bear out the fact that the ratio of expenditure on energy to total revenue expenditure for individual utilities has remained relatively constant since 1974.

It seems unlikely that this situation will persist against a world decline in oil reserves and if the rate of inflation is to be curbed then underlying costs must be reduced in real terms. Thus, apart from any moral or common sense grounds for conserving energy resources, there is a hard economic case for more efficient use.

### 2 Approaches to energy saving

It is convenient to consider energy saving methods under the headings direct and indirect. Into the former category fall means such as the use of more efficient pumps while examples in the second category are waste reduction and application of tariffs which encourage water saving.

In a paper restricted in length as is this one, it is not possible to deal comprehensively with every means of

saving; what follows is a selection of those which, in the author's view are most important and which are singular to the operations of the water industry. Such more universal subjects as energy audits<sup>4,5</sup> building insulation and transport operation are amply covered elsewhere.

Electricity, as was noted above, accounts for 90% of the water industry's expenditure on energy and clearly efficient use of electrical energy is of first priority.

A further general point is worth highlighting namely the great difficulty in making predictions even of short term let alone medium term energy cost increases. Prices of primary energy sources such as oil and natural gas are governed only partly by commodity availability: political factors have a very strong influence on price structures – not only those on the macro scale such as Middle East tension but also national politics such as the increasing use by governments of fiscal policies designed to regulate energy use. The consequence of this is that economic evaluation of schemes where there is a choice between investing heavily in capital equipment for a low energy scheme and spending less capital but incurring greater energy consumption is extremely difficult; the problem is compounded by current high rates of inflation and interest. However, once capital has been invested in a scheme, even if rates remain at their present high levels, the interest charge will rapidly become "cheap" by comparison with energy based running costs because increases in the latter are at a compound rate. For the reasons set out in the first section, energy costs must rise in real terms at least for the remainder of this century.

## 3 Direct savings

### 3.1 Resources

The discussion under this heading is concerned with raw water resources and the means of using the potential energy stored in an impounding reservoir.

#### 3.1.1 River regulation v Direct supply

In recent years, most reservoirs constructed in the U.K. have been for river regulation rather than direct supply, water for public supply being drawn from the river, which serves as an aqueduct, at a point close to the population centre – usually in the lower reaches. River ecology benefits and it may be possible to gain additional yield from the catchment below the dam site (although this in turn would require support from storage in dry weather). However, the danger of pollution is vastly increased as is the risk of failure due to use of pumping plant and its probable reliance on the public electricity supply. Moreover, vital energy is wasted in pumping the water from the river, potential energy having been dissipated not just at the dam site, but also down the whole stretch of river to the abstraction works. In addition, the difficulty and hence cost of and the energy requirement in treating river water will be greater than that of treating settled reservoir water.

There is probably scope for combined regulation and direct supply schemes; a hypothetical case can be developed for the Kielder Reservoir (bottom draw off level 150m A.O.D.) in Northumbria which regulates the River Tyne both to support abstraction for the Tyneside conurbation and to allow raw water transfer into the Rivers Wear and Tees. It would have been possible to obtain a gravity supply to the same elevation (117m A.O.D.) as that to which the Tyneside raw water abstraction pumping station delivers from a point in the lower reaches of the river at 5.5m A.O.D. Although the capital cost of 57km of 1,500mm raw water main would have been approximately ten times the actual cost (£1.1m) of the abstraction works, cash flow projections

become favourable to the gravity scheme in less than 25 years, assuming (extremely conservatively) that electricity cost increases will fall to an annual rate of 5% by 1986. More pessimistic (and likely) electricity price forecasts merely strengthen the economic viability of the case.

River regulation is claimed to benefit river ecology; what dams if from the overall conservation viewpoint is its requirement for input of energy, a dwindling resource, in perpetuity. The philosophy is ripe for re-examination.

#### 3.1.2 Hydroelectric generation

Rarely, at least in the U.K. will there be sufficient surplus head available in a raw water pipeline to generate electricity, since engineers will have taken advantage of all available head in sizing the main. (An exception is the Loch Turret works of the Central Scotland Water Development Board, where hydro electricity surplus to treatment requirements is exported to the local grid<sup>6</sup>). However, two further possibilities present themselves at a dam site, namely the use of compensation flow as a relatively constant potential source and, at river regulating reservoirs, the harnessing of the energy in regulation releases.

The first of these will provide only a small amount of power – the compensation flow at the Northumbrian Water Authority's Kielder Reservoir, 57Ml/d in winter and 114Ml/d in summer, has a generation potential of 0.5MW – but nevertheless even small quantities of electricity may meet requirements for water undertakings' works in the immediate environs of the dam. Alternatively, they may be saleable to the electricity utility for local community use, a good example of this being the 23Ml/d compensation flows from the Sunderland and South Shields Water Company's Derwent reservoir which are harnessed to feed 90kW into the local grid. It is interesting that the capital cost of this installation in 1967 was approximately £3,000 and that the net return on electricity sold is currently in excess of £3,000 p.a. Regulating releases clearly present substantially greater generation potential – 5.7MW at Kielder; however, there are several difficulties in practical application if it is assumed that the power must be sold to the electricity supply industry. There is, for example, the conflict between the seasonal cycles of the water and electricity industries; most electricity is needed in winter, but compensation releases are generally required in summer. A further problem lies in the capital cost of and losses incurred in transmitting electricity from what is usually a remote site to a suitable grid input point. At the Kielder Reservoir, for example, transmission costs are estimated to amount to 12½% of the capital cost of a turbo alternator installation and transmission losses to about 8%. Understandably, perhaps, there is a certain amount of resistance from the electricity industry to the purchase of relatively small amounts of power from sources outside its control and this reflects in low buying in prices.

All of the above remarks apply to the U.K. situation; the author has received information from Dr. Bardi of the Rome Municipal Electricity and Water Board concerning that Board's Peschiera-Capore aqueduct system, wherein the 400m elevation of the water supply springs is harnessed in turbo alternators to produce 27.3MW of power<sup>7</sup>. Mention is also made in Dr. Bardi's communication of the liaison between the city planners and his Board in order to make best use of the gravity supplies available in the city's development.

#### 3.1.3 Overdrawing headworks

Many water undertakings operate upland impounding reservoirs conjunctively with river abstraction and/or

ground water sources. As long as overall available yield exceeds demand, it will prove economic to overdraw the reliable yield of reservoirs, since these will be the cheapest sources overall, in the knowledge that any dry weather deficit can be made good from the surplus capacity in the more costly pumped sources.

Naturally, some caution is required and a good example of successful operation is available from the Sunderland and South Shields Water Company. Operating rules have been derived from 25 years of rainfall records which predict the consequences of overdrawing the Derwent Reservoir for forward periods of 12, 24 and 36 months. It has proved possible to exceed the theoretical safe yield of 107MI/d by 22MI/d for substantial periods and when costed at the marginal difference between treated reservoir water and the cheapest ground water, a saving of £9 per MI accrues. It will be seen that very substantial benefits are available.

## 3.2 Treatment processes

When he is finalising the water levels in the various stages of a treatment works, the designer is determining for the life of that works the energy losses through them. For a modern two stage works the hydraulic loss through the plant is unlikely to be less than 6m and if the supply is a pumped one, then this represents an energy requirement of about 1kW per MI of throughput. At fourth quarter 1979 prices this represents an annual cost of £185/MI.

Interest in slow sand filtration has revived for, if colour removal is not a requirement, this process is very economical in terms of head loss, only about 1m being dissipated although if preliminary straining is required this loss will be greater. The large land areas required for slow sand filters increase the initial capital cost by comparison with sedimentation/rapid gravity treatment, but as in the case of river regulation v direct supply (section 3.1.1) the certainty of continuing increases in the cost of energy must favour the low energy process.

Where water requires colour removal, then chemical coagulation followed by sedimentation, flotation or direct rapid gravity filtration will be necessary. Direct filtration will save the head loss through settlement tanks and for this reason may attract fresh interest. Dissolved air flotation, although attractive in terms of low capital cost, rapid start up time and an ability to treat "thin" waters and those with algal problems, is expensive in energy consumption. The process at present requires an energy input of about  $\frac{3}{4}$  kW per MI of throughput and this will restrict its selection to those applications where lower energy processes are not efficacious.

In the conventional two stage treatment works comprising sedimentation followed by rapid gravity filtration about 60% of the head loss is likely to be incurred in the filters. In the past two decades designers have tended to adopt greater rates of flow through the beds in a quest for reduced filter size. Naturally, this results in increased head loss and when the capital cost of the filter structure is set against energy losses, some return to more conservative flow rates and reduced head losses may be desirable.

Before leaving filtration, a brief mention of pressure filters is appropriate; designers have shied away from those on account of problems of accessibility, complexity and maintenance but they have the merit of minimising entry and exit losses.

## 3.3 Distribution pumping

The cardinal rule is clear enough, namely that the least possible quantity of water should be pumped to the

minimum possible elevation. It is taken for granted that matters of good design and management such as power factor correction, selection of the most appropriate pump and the best tariff will have received attention. Minimising quantity pumped is dealt with later in 4.1, and this section concentrates on optimising of system pressure.

### 3.3.1 Inline boosting

Inline boosters feeding into a closed loop are inefficient in that they must be sized to supply peak demands and will therefore generate unnecessary pressure and operate below optimum efficiency outside peak periods. It is, of course, possible to use multiple pumps on time or pressure control but modern thyristor speed control to provide a constant system pressure is a more economical solution. Good examples of the savings available from such installations are given by the Bristol Water Works Company: for a large urban community, control of pressure to 25.9m (previously varying between 24.4 and 33.6m) produced kWh savings of 18% and a payback period on equipment cost of less than 4 years. For a small rural community with poorer night lines, a 23% saving in kWh has been realised by controlling system pressure to 24.4m – it formerly varied between 29.9m and 34.5m. There are additional consequential savings in terms of reduced pumping costs upstream in the system and in terms of reduced waste flows (referred to in 4.1 below).

### 3.3.2 Pumping to service reservoirs

Where pumping is to a service reservoir, draw off level will be set by the need to provide adequate pressure in the highest zone at times of peak flow. Now, if the pressure difference required to cope with peaks in the system is assumed conservatively to be 6m and the pumping level to be 50m then outside peak demand periods the hydraulic level need only be 44m. By constructing a reservoir in two compartments one on top of the other and using pressure controlled diversion valves, it is possible to harness this saving. A water level difference of 6 to 8m would easily be accommodated and structural cost need not be much greater than for a conventional tank of similar capacity (columns are cheap and foundation loads will still be moderate; land requirements would be reduced). Clearly the actual saving achieved would depend upon the relative volumes supplied at high and low pressure, but even assuming a pessimistic proportion of 50:50, the available energy saving is  $0.5 \times \frac{6}{50}$  or 6%. If the total required pumping level is less than 50m say 30m then the saving in percentage terms increases to  $0.5 \times \frac{6}{30}$  or 10% (although it remains the same in absolute terms). Bearing in mind the degree of conservatism in the above figures and the fact that the saving is achieved in perpetuity for little or no initial extra capital cost, then such a design would appear to have much merit. The saving estimated above is only for the energy input to this part of the system: there are likely to be consequential savings in quantity supplied due to reduced leakage resulting from lower system pressures; this is discussed further in 4.1. below.

## 3.4 Demand prediction

Marlow and Fallside\* have described the control system at the East Worcestershire Waterworks Company which employs on line mini computers. The system acquires data through the telemetric control and super

visory system and uses this to make predictions of consumption for periods of 24 hours and one week ahead. An optimising programme then selects the most efficient combination of source and distribution pumping to satisfy the predicted demand, with consequent savings in energy.

### 3.5 De-humidifiers in place of heaters

Where it is necessary to prevent dampness from penetrating equipment such as electric motors and where there is no frost hazard, such as in underground pumping stations, de-humidifiers will be found to require about a fifth or less of the energy input of heaters.

The author's undertaking has several such installations, the largest of which is in a station which houses submersible pumps and has an air volume of 425m<sup>3</sup>. Power consumption of the dehumidifier is 1.5 kW as against an estimated absolute minimum heating load of 9kW. An additional benefit is that 45l of condensate are produced per day for 8 months of the year. Laboratory tests have shown it to be of distilled quality and it is used for topping up submersible pump motors as well as for the batteries of the vehicle fleet.

### 3.6 Heat recovery and heat pumps

Although this paper deals primarily with matters of energy saving singular to the operations of the water industry, the two topics noted in the title of this subsection deserve some discussion.

Heat recovery from lighting, ventilation and occupancy<sup>9</sup> are well established; the concept of the integrated environmental design or low energy building<sup>10</sup> normally demands a purpose built structure and an excellent example of this is the Tees Division Headquarters of the Northumbrian Water Authority. Other opportunities exist, however. Most water undertakings have installed business management computers in recent years which demand an air conditioned environment; heat exchangers are available to harness the waste heat in the exhaust air for space or domestic water heating. In the author's undertaking some 30kW is expected to be recovered.

The heat pump is a device which extracts heat from a low grade source such as air, ground or water and converts this to heat at a higher temperature by means of some external energy input to compress refrigerant. Sumner has written an excellent book on the subject<sup>11</sup> which includes reference to his several installations, including that at Norwich<sup>12</sup>.

Water at ambient temperature is an excellent low grade heat source and the theoretical heat yield from a flow of 1Ml/d (0.22mgd) is 52kW for a temperature drop of 1°C. Heat exchange losses limit the full realisation of this amount of heat and the higher the delivery temperature the more energy input is required to the compressor. However, it is possible to obtain between two and four times the calorific value of the energy input as heat output and perfectly feasible to produce hot water at 50°C from water at an ambient temperature of 4°C. Considerable investment is being directed to development of heat pumps both in the U.S.A. and Germany and there would seem to be scope for water undertakers to make use of such devices, particularly where their offices or depots are adjacent to service reservoirs or trunk mains.

Interestingly, researchers in the U.S.A. have propounded a scheme for harnessing the "vast quantities of absorbed solar energy stored in the form of freshwater thermoclines behind dams" at apparently relatively little cost and less lead time than for coal or nuclear power plants<sup>13</sup>.

## 4 Indirect methods

### 4.1 Waste reduction

The energy savings to be won from reduced wastage are cumulative and accrue from reductions in energy input through the entire system back to the source. Thus not only will there be some reduction in peak flow rates (and hence friction losses) but also in pumping at all stages of the system, in treatment costs and in raw water requirements; there is the possibility of cost savings from deferment of capital expenditure needed to reinforce the system.

A very large national programme of field experiments undertaken by the U.K. water industry in collaboration with the Water Research Centre (W.R.C.) and the National Water Council (N.W.C.) has culminated in the production of a report which includes manuals both for determining leakage control policy and practice<sup>14</sup>. The field experiments have shown that leakage from service reservoirs is rarely significant and frequently less than 0.5%, that trunk main leakage is generally low (less than 1000l per km per hour for 81% of mains tested) but that the majority of all leakage occurs within distribution systems.

The report concludes that:

- (1) Active leakage control is likely to be economically justifiable in most distribution systems.
- (2) District metering is an appropriate first step – indeed accurate flow measurement is essential to an ordered programme.
- (3) Waste metering is worthwhile when the unit cost of leakage exceeds 3p/m<sup>3</sup> (at 4th quarter 1979 prices) and
- (4) Pressure control is low in plant cost and worth investigation.

The author considers that careful pressure zoning and automatic or remote control to modulate system pressures to the minima compatible with satisfactory supply offers considerable scope for savings even in gravity systems, since water production and general stress on the mains will be reduced. Some experimental work was carried out in 1968 by Rippon<sup>15</sup> which indicated that savings of 6–10% in total consumption were available by reduction of pressure – the lesser figure for a fairly "tight" system, the greater for one with higher night lines.

The Bristol Waterworks Company's application of thyristor speed control to centrifugal boosters to control pressure was referred to in 3.3; savings of 6% and 14% in quantity pumped relate to the systems with tighter and poorer night lines respectively.

### 4.2 Design and inspection of fittings

The importance of byelaw enforcement by proper inspection should not be underestimated. This will prevent wastage due to overlong pipe runs from hot water storage tanks and leakage from poorly designed and installed fittings such as buried connectors.

Attention is being given to savings in water requirements from better design of toilet appliances, including dual flush cisterns and U.K. model byelaws are being altered to allow use of these.

### 4.3 Tariffs

There have been social as well as economic arguments propounded in the U.K. against metering of

domestic consumers. In many other countries, however, metering is universal and this provides the opportunity for encouraging economical water use by operating charging schemes wherein the unit water costs increases as successive quantity allowances are exceeded.

Such a system operates in several Italian cities and Bardi<sup>7</sup> quotes figures for domestic charges in Rome of 30L (1.62p) per m<sup>3</sup> for a minimum consumption of 90m<sup>3</sup> per annum escalating to a maximum of 620L (33.5p) per m<sup>3</sup>.

It is interesting to note that two part tariffs which are being introduced for metered consumers in the U.K. are to some extent a move in the opposite direction, since by obtaining part of the revenue by means of a fixed sum irrespective of use and the balance by applying a flat rate per m<sup>3</sup> consumed, the price per m<sup>3</sup> is reduced – perhaps a disincentive to economy?

## 4.4 Miscellaneous

It is easy to be sidetracked by theoretical consideration of manufacturing processes one or more stages removed from the application of products in the water industry. For example, prevention of corrosion, in so far as it defers the need to use energy in manufacturing and relaying pipes, constitutes an indirect energy saving. Corrosion prevention techniques will also minimise operating costs in the long term and it will be for this reason rather than more intangible energy considerations that the water manager will adopt them. Esoteric arguments can be produced for determining what treatment chemicals to use in energy efficiency terms, but again the efficacy of the substance and market forces will (rightly) control the manager's decision.

## 5 Conclusions

The world's known oil reserves are declining despite massive effort on exploration; the slow switch to greater coal production and the difficulties of nuclear programmes imply escalating energy costs at least for the next 20 years. There is no single panacea for energy saving. However, the water industry's largest energy source is electricity and there is a clear need to contain or reduce use of this, not only for reasons of conservation but also because of the substantial proportion of revenue spent on it and the need to fight inflation.

Because 85% of the industry's electricity input is for pumping plant, it is in careful consideration of pumping operations that the greatest opportunities for saving must lie. Of concern should be the increasing tendency to river regulation with the attendant waste of energy (to say nothing of the increased hazards from pollution and

power failure). There is scope for important and readily realisable savings in the distribution of water by the application of pressure control, particularly to boosted systems, by a more scientific approach to waste control and by the application of more sophisticated control systems capable of optimising the use of pumping plant in relation to demand predictions. Savings in distribution reflect back through all parts of the system.

Interest charges are very high at present; at worst they may remain relatively steady. However, energy costs will continue to increase and almost certainly at a rate greater than general inflation. These rising rates are compound and greatly shorten the payback period for investment in energy saving equipment by comparison with the conventional assumptions of a few years ago.

## References

1. The British Petroleum Company Ltd. "Oil Crisis – Again?" 1979 Sept., p. 5.
2. "Energy Policy – A Consultative Document", 1978, Feb., H.M.S.O.
3. World Water, 1980 Jan., p. 31.
4. "Energy Audit" (booklet series). Department of Energy Library.
5. "Economic Energy Consumption", 1977 July, Local Authorities Management Services and Computer Committee.
6. Campbell, R. M. and Pescod, M. B., "The Ozonisation of Loch Turret and Other Scottish Waters." 1965, Mar., J.I.W.E., Vol. 19, No. 2, pp. 113-115.
7. Bardi, G., 1979 Dec. "Energy Saving: Report on the Situation in Italy." Unpublished report to I.W.S.A.
8. Marlow, K. C. and Fallside, F., 1980, May. "Mini-computer, Micro-processor and Telecontrol Applications to a Water Supply Network." Proc. I.W.E.S. Summer Conf.
9. "The Efficient Use of Electricity in Commercial Buildings" 1975. The Electricity Council – EC 3328.
10. "Integrated Environmental Design." The Electricity Council – EC 2930.
11. Sumner, J. A., 1976, "Domestic Heat Pumps." Prism Press, Dorchester.
12. Sumner, J. A., 1948 June, "The Norwich Heat Pump." J.I.Mech.E., Vol. 158, No. 1.
13. J.A.W.W.A., 1979 June, p. 32.
14. Technical Working Party on Waste of Water. "Leakage Control Policy and Practice." National Water Council (awaiting publication).
15. Rippon, S. R., 1968 Oct. "Investigations to Determine Variation of Flow with Pressure on Waste Water Metered Districts." Lee Valley Water Company, unpublished report.

# Modèles d'optimisation des systèmes d'alimentation en eau – Partie I

par Michel Bos

Ingénieur Civil des Ponts et Chaussées, S.A.F.E.G.E., Nanterre, France

## Introduction

Le présent rapport traite du sujet spécial n°2: "Modèles d'optimisation des systèmes d'alimentation en eau". Il comporte deux parties:

- la première partie, rédigée par l'auteur français, donne un aperçu général sur l'utilisation des modèles pour l'optimisation des systèmes d'alimentation en eau
- la deuxième partie, rédigée par les auteurs portugais, présente l'analyse de l'optimisation économique d'un système d'alimentation en eau ramifié.

## Première partie: Modèles pour l'optimisation des systèmes d'alimentation en eau: aperçu général

Après quelques remarques préalables, on examinera successivement:

- les modèles de planification régionale,
- les modèles d'aide à la conception,
- les modèles d'aide à la gestion.

### 1 Remarques préalables

Lorsque l'on se penche sur la littérature publiée depuis une quinzaine d'années sur l'alimentation en eau, on est frappé de l'importance du phénomène "modélisation", lié au développement de l'informatique.

Par le terme de modèle, il faut en effet très généralement entendre "modèle basé sur une formulation mathématique et exploité sur ordinateur". Les modèles physiques ou analogiques se trouvent cantonnés dans des domaines très limités d'application et ne seront pas abordés dans le présent rapport.

#### 1.1 Modèles d'optimisation

Parmi la foule des modèles qui intéressent les systèmes d'alimentation en eau, nous nous intéresserons au premier chef à ceux qui visent à optimiser le système étudié.

Ces modèles d'optimisation sont utilisés pour répondre à deux grands types de préoccupations:

- Optimisation de la conception: un système d'alimentation en eau doit être créé ou renforcé pour assurer la satisfaction d'un certain nombre de besoins pour un coût d'investissement et d'exploitation minimum.
- Optimisation de la gestion: on cherche à gérer un système d'alimentation en eau existant en minimisant les coûts de gestion technique.

#### 1.2 Modèles de planification régionale

Les modèles de planification régionale se situent à un autre niveau, car ils prennent en compte les différents usages de l'eau et sont conçus pour aider à la mise en place d'une politique cohérente de l'eau au niveau d'une région.

Suivant en cela la hiérarchie logique, c'est de ce type de modèle que nous parlerons en premier.

## 2 Modèles de planification régionale

De tels modèles sont établis à l'initiative des organismes régionaux responsables souvent à l'échelle d'un bassin versant (par exemple Agences financières de bassin en France, Valleys Authorities aux Etats Unis ou en Angleterre).

Les modèles de ce type les plus ambitieux, visent à prendre en compte, au niveau du secteur géographique concerné, l'ensemble des usages de l'eau (satisfaction des besoins urbains, industriels, agricoles, production d'énergie, refroidissement des centrales thermiques), des activités qu'elle autorise (navigation, pêche, loisirs) et des contraintes liées à sa présence (crues) ou à son utilisation (pollution, impact des aménagements hydrauliques sur l'environnement).

Ces modèles n'ont pas pour but une optimisation au sens de la minimisation d'un critère quantifiable (fonction objectif), mais de permettre l'élaboration de politiques cohérentes d'aménagement des eaux, sous forme de scénarios précisant, à différentes étapes, la nature des aménagements à réaliser pour atteindre des objectifs prédéterminés (tels que satisfactions des besoins, niveau de protection contre les crues, production énergétique, qualité des eaux de surface), et les conséquences liées à la réalisation de ces aménagements.

Citons quelques exemples:

- Le modèle POTAME réalisé par ARLAB pour le compte de l'Agence de Bassin Seine Normandie (France).

Ce modèle a nécessité le découpage de l'ensemble du bassin Seine-Normandie en 316 cellules.

Le modèle permet d'assurer pour chaque cellule les tâches suivantes:

- projection des productions industrielles
- projection démographique (globale et par cellule)
- calcul des besoins par catégorie d'usage (domestiques, agricoles, centrales thermiques, industries)
- calcul des émissions de polluant
- évaluation des ressources hydrologiques
- bilan des besoins et des ressources et stratégie d'affectation (telle que satisfaction prioritaire des besoins domestiques à partir des nappes)
- prise en compte des ressources assurées par les barrages réservoirs projetés
- calcul des charges polluantes rejetées aux rivières
- prise en compte de l'auto-épuration dans les rivières.

Ce modèle permet d'encadrer le futur par une série de situations (scénarios) et de faire ainsi apparaître l'ensemble des conséquences de certaines politiques (en matière d'implantation industrielle, de construction de barrages réservoirs ou de stations d'épuration par exemple).

- (b) Modèle du bassin de la TISZA (Hongrie)<sup>1</sup> réalisé par l'I.I.A.S.A. en liaison avec les autorités hongroises avec les objectifs suivants:
- améliorer l'irrigation
  - satisfaire les demandes en eau urbaine et industrielle
  - protéger l'environnement.

Différentes ressources pouvaient être mobilisées (souterraines, de surface avec pompage ou avec stockage dans des réservoirs).

Le modèle permettait la prise en compte de critères quantitatifs (coût, probabilité de pénurie ou de crue, énergie produite) mais aussi qualitatifs (qualité des eaux, usages récréatifs, impact social, protection de l'environnement, possibilités de développement industriel).

Ce modèle a été utilisé pour donner de premières orientations en matière de choix d'aménagement.

- (c) De nombreux modèles font par ailleurs appel à des méthodes d'optimisation de critères quantifiables - très généralement les coûts.

Les outils utilisés sont la programmation linéaire ou dynamique le plus souvent, quadratique ou convexe parfois, ou encore des méthodes telles que la théorie des graphes (cf. modèle SOGREAH - France: recherche de circulations à coût minimal dans un graphe orienté).

Toutefois, l'utilisation de telles méthodes implique que les priorités et les grandes options d'aménagement aient été préalablement définies à l'aide de modèles de planification tels que ceux évoqués plus haut qui permettent en particulier de prendre en compte les critères non quantifiables.

### 3 Modèles d'optimisation: aide à la conception

On examinera ici les modèles d'optimisation ayant pour but l'aide à la conception des systèmes d'alimentation en eau.

#### 3.1 Modèles de prévision des besoins

La prévision des besoins ne donne pas lieu à optimisation, mais constitue un préalable indispensable à la conception d'un système d'alimentation en eau.

L'état de la question a été présenté par le Rapport Général n°1 du CONGRES AIDE d'AMSTERDAM (1976).

Rappelons brièvement que deux grands types de méthodes sont utilisés:

- l'extrapolation globale des tendances passées (linéaire, exponentielle logarithmique)
- l'approche analytique qui étudie séparément les différentes composantes de la demande en eau.

Cette dernière approche apparaît comme la plus réaliste.

On notera également la difficulté rencontrée à prendre en compte l'influence du prix de vente sur la demande d'eau.

#### 3.2 Modèles d'exploitation des ressources souterraines

De très nombreux modèles sont utilisés pour optimiser la mobilisation des ressources en eau souterraines; il s'agit essentiellement de modèles permettant de simuler le comportement d'une nappe sous diverses

conditions de prélèvement, et de déterminer, par tatonnements, l'implantation et les caractéristiques des ouvrages de captage.

Ces mêmes modèles peuvent être utilisés pour simuler la réalimentation artificielle de la nappe.

Nous ne nous étendrons pas sur ce thème, longuement traité par le rapport général n°1 du Congrès AIDE de KYOTO (1978).

#### 3.3 Modèles d'exploitation des ressources de surface

De nombreux modèles sont utilisés pour optimiser le dimensionnement d'un aménagement ou d'un ensemble d'aménagements plus ou moins complexes (barrage réservoir, transferts) en fonction des volumes régularisés recherchés.

Ces modèles peuvent être stochastiques (les résultats sont assortis d'une estimation directe de la probabilité d'insuffisance ou de non satisfaction des besoins) ou déterministes.

Dans ce dernier cas les modèles permettent de simuler le fonctionnement du système étudié sur des séries de débit constituées par tirage au sort et de déterminer ainsi les risques de défaillance.

Comme pour les ressources souterraines, les modèles ne permettent pas d'optimiser directement le système étudié. La démarche consiste:

- à élaborer les variantes possibles d'aménagement
- à les dimensionner à l'aide du modèle
- à comparer ensuite les coûts et autres critères de choix des différentes variantes.

#### 3.4 Modèles d'optimisation d'adductions d'eau

Ce type de modèle suppose connus les points de prélèvement de la ressource les points d'amenée ainsi que l'évolution de la demande dans le temps.

On notera les utilisations suivantes:

- (a) les modèles classiques, et de loin sans doute les plus courants, visant à optimiser le diamètre d'une adduction simple destinée à satisfaire les besoins jusqu'à un horizon donné: ces modèles calculent le minimum du coût global actualisé des dépenses d'investissement et d'exploitation.
- (b) les modèles type VERSEAU (Compagnie Générale des Eaux, France) dans lesquels on cherche à optimiser non seulement le diamètre mais aussi le nombre des conduites d'adduction à réaliser jusqu'à l'horizon final.
- (c) les modèles d'optimisation des réseaux ramifiés par des méthodes de programmation linéaire ou dynamiques, d'abord utilisés pour les réseaux d'irrigation puis transposés pour les systèmes d'alimentation en eau des centres urbains d'une même région. Un exemple de ce type de modèle est présenté en 2ème partie de ce rapport par les auteurs portugais.
- (d) les modèles de simulation de scénarios visant à définir automatiquement les différents scénarios possibles d'adduction des eaux à partir de plusieurs ressources.

Un tel modèle a été mis en oeuvre par la Société Lyonnaise des Eaux et de l'Eclairage avec le concours de la SAFEGE pour l'optimisation des investissements de production d'eau potable dans les régions parisiennes Sud et Ouest.

<sup>1</sup> surface: 30000 km<sup>2</sup>



### 3.5 Modèles d'optimisation des réseaux de distribution d'eau

L'optimisation des réseaux de distribution d'eau est plus complexe que celle des adductions ou des réseaux ramifiés.

Une méthode utilisée consiste à ramifier le réseau maillé à optimiser, ce qui présente deux inconvénients:

- l'optimisation conduit à supprimer les conduites de maillage; il faut donc imposer les maillages de sécurité nécessaires;
- l'optimum obtenu dépend de la ramification choisie.

On peut citer plusieurs exemples de ce type de programme:

- (a) Programme RESOP (LAMARRE et VALOIS, Canada) qui permet d'augmenter automatiquement le diamètre des conduites les plus rentables pour améliorer un réseau à faible performance (mesurée en termes de pression de service).

Cette méthode suppose en solution de départ un réseau insuffisamment dimensionné dont le modèle détermine les renforcements minimum.

- (b) Programme de minimisation du coût d'un réseau hydraulique (Dr CEMBROWICZ - R.F.A.) par décomposition de la fonction de coût non convexe du réseau en un sous-ensemble de fonctions convexes non linéaires par un principe inspiré de la théorie des graphes.

- (c) Programme de minimisation du coût d'un système de distribution d'eau (M. THAWAT WATANATA, Australie) par des méthodes de programmation non linéaire. Ce programme a été utilisé par le METROPOLITAN WATER SUPPLY, SEWERAGE and DRAINAGE BOARD of WESTERN AUSTRALIA.

## 4 Modèles d'optimisation: aide à la gestion

On examine ici les modèles d'optimisation de la gestion d'un système d'alimentation en eau existant.

### 4.1 Modèles de prévision des besoins

Comme pour la conception des systèmes, la prévision des besoins en eau constitue un préalable indispensable à une gestion optimisée. Mais, est-ce là une différence importante, cette prévision se fait à un horizon très proche:

- quelques jours, quelques semaines au plus lorsqu'il s'agit de gestion de la ressource
- 24 heures lorsqu'il s'agit de la gestion d'un réseau de distribution d'eau.

On peut citer les modèles de prévision journalière établis en France par la Compagnie Générale des Eaux d'une part, le SAFEGE d'autre part qui donnent de très bons résultats en prenant en compte:

- le jour de la semaine,
- la température moyenne de la journée à venir (prévision météo).

### 4.2 Gestion des ressources souterraines

Les modèles de simulation de nappes commencent à être utilisés pour optimiser la gestion de celle-ci.

A titre d'exemple on peut citer la réévaluation périodique des volumes de réalimentation à assurer pour l'aquifère de la craie dans la région de MOULLE (France) pour l'alimentation en eau de DUNKERQUE

(étude ARLAB pour le compte de la Société Lyonnaise des Eaux et de l'Éclairage).

L'étude définit mois par mois les volumes minima à réinjecter en fonction de diverses hypothèses sur la pluviométrie.

### 4.3 Gestion des barrages réservoirs

Les modèles de simulation de gestion de barrage réservoirs commencent également à être utilisés pour optimiser la gestion journalière.

A titre d'exemple on peut signaler la gestion du barrage réservoirs Seine (France) pour lequel a été étudiée la possibilité d'établir un modèle de gestion prévisionnelle journalière intégrant les prévisions météorologiques et visant à suivre au mieux la courbe générale de consignes de remplissage du réservoir.

### 4.4 Gestion des réseaux de distribution

On note un intérêt croissant pour les modèles permettant de réduire des coûts de gestion journalière des réseaux de distribution d'eau (en particulier du poste énergie).

A ce titre, on peut citer les exemples suivants:

- (a) Processus de détermination de la commande optimale du réseau de distribution d'eau de BARCELONE (Espagne).

Le réseau du BARCELONE se caractérise par:

- l'existence d'une dizaine d'étages de charges, liée à une dénivellée très importante
- la mise en place d'un système de vannes de régulation permettant de réduire les pressions en partie basse des réseaux
- l'existence de deux adductions principales d'alimentation (dont l'une avec turbinage de l'eau) présentant un coût de production au mètre cube différent
- la mise en place début 1980 d'un centre de contrôle géré avec l'aide d'un mini-calculateur.

Dans ce contexte a été étudié un programme d'optimisation de la gestion journalière de la distribution comprenant:

- la prévision heure par heure de la consommation 24 heures à l'avance
  - un processus d'optimisation faisant appel à la programmation dynamique.
- (b) Détermination de la consigne optimum de gestion du réseau de distribution de la Région Parisienne Sud (France).

Pour le compte de la Société Lyonnaise des Eaux et de l'Éclairage, le Centre d'Automatique de Fontainebleau, avec la collaboration de SAFEGE, a étudié un processus d'optimisation des consignes de gestion journalières du réseau comprenant:

- prévision horaire des consommations 24 heures à l'avance
- élaboration automatique des consignes optimum de pompage des trois usines de traitement d'eau de Seine et des douze forages existants par un modèle itératif à deux niveaux (niveau haut: résolution d'un problème dynamique agrégé s'appuyant sur des contraintes simplifiées; niveau bas: prend en compte le modèle exact du réseau).

La mise en oeuvre pratique de ce modèle pourrait nécessiter de faire des exploitations en différé des programmes d'optimisation de façon à générer des tables de consignes implantées sur mini-calculateur au centre de contrôle.

## 5 Conclusions

Après ce rapide survol, qui en aucun cas ne peut se prétendre exhaustif, quelques réflexions en guise de conclusion.

### Objet des modèles d'optimisation

Il doit rester clair qu'un modèle d'optimisation est un *outil d'aide à la décision*. Ceci est vrai pour les modèles de planification régionale, conçus pour présenter les conséquences futures (scenarios) de certains choix d'aménagement. Ceci est vrai également pour les modèles d'optimisation d'adduction ou distribution qui visent à définir la solution dont le coût est minimum pour atteindre un objectif donné; le décideur reste maître de retenir, pour des raisons qui ne peuvent être quantifiées, une solution qui s'écarte de l'optimum économique.

### Spécificité des modèles

Pourquoi tant de modèles?

En matière de planification régionale, on ne peut incriminer le phénomène de "pertes de charge" bien connu dans le domaine de la transmission des connaissances: il apparaît que le cadre politique général, les institutions, la spécificité des objectifs poursuivis, les informations et les moyens d'étude disponibles conduiront dans chaque cas étudié à un modèle spécifique difficilement transposable à d'autres cas.

Il n'en est sans doute pas de même en ce qui concerne les modèles d'optimisation plus spécifiques (système d'adductions ou distribution d'eau par exemple), ce qui pourrait permettre de voir la création de "banques de modèle" – projet déjà à l'ordre du jour aux Etats Unis pour les modèles hydrologiques –.

### Fiabilité des modèles

La fiabilité des modèles s'articule autour de deux points:

- (a) la validité des informations disponibles et des hypothèses de base adoptées (telles que prévision de besoins en eau): il apparaît nécessaire de faire des tests de sensibilité, c'est-à-dire de faire travailler le modèle sur des variantes concernant aussi bien les informations de base que les hypothèses prévisionnelles. Le choix du décideur devra être arrêté en fonction de l'éventail des réponses fournies par le modèle.

- (b) la représentativité des modèles

Les modèles de simulation présentent en général d'assez bonnes garanties pour l'utilisateur quant à la qualité de la simulation; par contre la recherche de l'optimum, souvent conduite par tâtonnement externe au modèle, permettra de trouver un "minimum relatif" mais non le minimum absolu.

Les modèles qui recherchent directement l'optimum font appel à des méthodes de programmation qui demandent en général de simplifier les relations de base (linéarisation) et les fonctions objectifs (en les rendant convexes); ils introduisent de ce fait une distorsion de la réalité.

Ces méthodes ne garantissent pas non plus que le minimum trouvé soit un minimum absolu. Des contrôles doivent donc être effectués pour s'assurer la validité des résultats.

### Optimisation contre sécurité

La recherche de l'optimum n'est-elle pas contraire à la recherche de la sécurité chère aux distributeurs d'eau? A cela deux réponses:

- la recherche de l'optimum économique peut et doit être conduite en considérant comme imposés les ouvrages de sécurité nécessaires (exemple: canalisation de maillage d'un réseau de distribution);
- cette recherche peut aussi être conduite en considérant différents niveaux de sécurité; cette démarche permet alors au distributeur de connaître les dépenses qu'il devra consentir pour un niveau de sécurité donné.

Il y a là possibilité de clarifier des choix souvent implicites . . . et matière à un autre débat sur le coût de la sécurité dans la distribution d'eau.

### Les tendances

Pour terminer quelles tendances peut-on prévoir en matière de modèles d'optimisation?

Il nous semble que la recherche des économies devrait conduire à la naissance et la mise en oeuvre concrète de nombreux modèles d'aide à la *gestion technique journalière* des distributions d'eau, et ce en liaison directe avec le développement de ces autres outils de gestion que sont les centres de contrôle équipés de mini ou micro-calculateurs. Cette tendance sera sans doute renforcée par le fait que les distributeurs, devenant utilisateurs journaliers de ces modèles, en contrôleront directement les performances et pourront de ce fait en améliorer continuellement l'efficacité.

# Optimization models for water supply systems – Part I

by Michel Bos

Civil Engineer, SAFEGE, Nanterre, France

## Introduction

The present report is concerned with “Optimization models for water supply systems”. It is in two parts:

- The first part, written by the French author, contains a general survey of the use of models for optimizing water supply systems,
- The second part, written by the Portuguese authors, presents an analysis of the economic optimization of a ramified water supply system.

## Part One: Optimization models for water supply systems: General Survey

After a few preliminary remarks, the following will be considered in turn:

- Models for regional planning
- Models to assist in design
- Models to assist in management

### 1 Preliminary remarks

Looking at the water supply literature which has been published over the last fifteen years or so, one is struck by the importance of what is known as “modeling” – a technique linked to the development of data processing.

In very general terms, “model” is to be taken to mean “a model based on a mathematical construct and operated by computer”. The areas of application of physical and analog models are confined within very narrow limits and will not be touched on in the present report.

#### 1.1 Optimization models

Among the multitude of models relating to water supply systems, we shall concern ourselves primarily with those which aim to optimize the system under consideration.

These optimization models are used to meet two major types of requirement:

- (a) Optimization in design: Water supply systems must be created or expanded in such a way as to meet a given number of requirements at minimum investment and operating cost.
- (b) Optimization in management: In operating an existing water supply system, the aim is to minimize the technical management cost.

#### 1.2 Models for regional planning

Models for regional planning apply to a different level of operation since they take account of the various

uses to which the water is put and are designed to assist the implementation of a coherent water policy over a whole region.

Following the logical order of precedence, we shall first turn our attention to this type of model.

## 2 Models for regional planning

Models of this type are created at the instigation of regional bodies whose authority frequently extends over a catchment area (e.g. the agencies with financial responsibility for catchment areas in France and the valley authorities in the United States and the United Kingdom).

The most ambitious of these models endeavour, within the geographical area concerned, to take account of the whole range of water uses (e.g. the satisfaction of urban, industrial and agricultural requirements, power generation and the cooling requirements of thermal power stations) as well as permitted activities such as boating, fishing and leisure pursuits and including also the constraints imposed on and by the system (flooding, pollution and the environmental impact of water management facilities).

The purpose of these models is not optimization in the sense of reducing to a minimum a quantifiable variable (target function), but to provide the means of evolving coherent water management policies in the form of scenarios which define, at various stages, the nature of the measures to be taken to arrive at pre-determined goals (such as the satisfaction of consumer needs, protection against flooding, power generation or surface water quality) and the consequences linked to the implementation of such measures.

Take a few examples:

- (a) The POTAME model created by ARLAB on behalf of the Seine-Normandy Area Authority in France.

This model necessitated dividing the whole Seine-Normandy area into 316 compartments.

The model enables the following functions to be performed for each compartment:

- Projection of industrial production
- Demographic projection (global and for each compartment)
- Calculation of requirements per user category (domestic, agricultural, thermal power stations, industries)
- Calculation of pollutant discharges
- Evaluation of hydrological resources
- Balance of needs and resources and allocation strategy (such as the preferential satisfaction of domestic requirements from groundwater resources)
- Allowances for resources available from planned impounding reservoirs
- Calculation of the pollutant loads discharged into rivers
- Allowance for the self purification of rivers.

This model enables the future to be presented in terms of a variety of hypotheses (scenarios) and thereby reveals the whole range of consequences following from given policies (as regards, say, the siting of industrial plants, or the building of dams or treatment facilities).

(b) Model of the TISZA basin (Hungary)<sup>1</sup> constructed by I.I.A.S.A. in collaboration with the Hungarian authorities for the following purposes:

- To improve irrigation,
- To satisfy the urban and industrial demand for water, and
- To protect the environment.

A variety of resources was available (groundwater and surface water with pumping or reservoir storage).

The model has enabled account to be taken both of quantitative factors (cost, probable lack of water or flooding, power generation) and of qualitative criteria (water quality, leisure use, social impact, environmental protection and potential for industrial development).

The model has been used to provide initial guidance in the choice of water management schemes.

(c) Many models employ methods of optimizing quantifiable criteria – in the great majority of cases the costs involved.

The tools used are most often linear or dynamic programming, sometimes quadratic or convex programming or else some technique such as graph theory (cf. the SOGREAH model in France: determination of minimum-cost flow in an oriented graph).

The fact remains, however, that the use of such methods implies that the priorities and the broad engineering options have already been defined with the help of planning models like those described previously, a special feature of which is that they also enable due allowance to be made for non-quantifiable criteria.

### 3 Optimization models: as an aid to design

We shall now consider those optimization models whose purpose is to assist in the designing of water supply systems.

#### 3.1 Models for predicting requirements

The prediction of requirements does not lead to optimization, but does constitute an essential preliminary to designing a water supply system.

The current position concerning this question was described in General Report No. 1 of the 1976 International Water Supply Association Congress in Amsterdam.

It may be recalled that two fundamental types of method are employed:

- Global extrapolation of past tendencies (linear, exponential, logarithmic);
- The analytical approach, which considers separately the various components of the demand for water.

The latter approach would seem to be the more realistic.

Note must also be taken of the difficulty experienced in allowing for the effect of the selling price on the demand for water.

<sup>1</sup> 30,000 km<sup>2</sup>

#### 3.2 Models relating to the use of groundwater resources

Very many models are used to optimize the use made of groundwater resources. Essentially, these models provide the means of simulating the behaviour of an aquifer when water is drawn off in various ways, and of determining, by trial and error, the siting and characteristics of the plant used to tap the water.

These same models can be used to simulate the artificial replenishment of the aquifer.

However, we shall not pursue this topic, which has been dealt with at length in General Report No. 1 of the 1978 International Water Supply Association Congress in Kyoto.

#### 3.3 Models relating to the use of surface water resources

Many models are used to optimize the size of single or grouped facilities of greater or lesser complexity (water damming and transfer) in relation to the regular target volumes required.

Such models may be stochastic (in which case the results are related to a direct estimate of the likelihood of a shortfall or failure to meet the requirements) or deterministic.

In the latter case, the models provide a way of simulating the performance of the system in relation to randomly selected flow data and thereby of determining the risks of a shortfall.

As with groundwater resources, the models are not a tool for the direct optimization of the system under study. The process involves:

- working out the possible design variants,
- establishing their size with the aid of the model, and
- then comparing the costs and other selected features of the different variants.

#### 3.4 Models for the optimization of feeder mains

This type of model presupposes that the points at which the water resource is tapped, the inlet points into the system and the future growth in demand are all known.

Note should be taken of the following applications of models:

- (a) The classical, and no doubt by far the most widespread, models aim to optimize the diameter of a single feeder main intended to meet requirements up to a given time limit. These models calculate the minimum up-dated global cost in terms of investment and running expenses.
- (b) Models of the VERSEAU type (Campagnie Générale des Eaux, France), which seek to optimize not only the diameter but also the number of feeder mains needed up to the ultimate time limit.
- (c) The optimization models for ramified networks which employ linear or dynamic programming techniques and which were initially used for irrigation schemes but were later applied to the urban water supply systems serving the same region. An example of this type of model has been described by the Portuguese co-authors in the second part of this report.
- (d) Models which simulate a variety of scenarios and which aim to define automatically the various possible arrangements for tapping water from a number of resources.

A model of this type has been used by Société Lyonnaise des Eaux et de l'Éclairage in collaboration with SAFEGE to optimize investment in facilities for the production of drinking water for the South and West Parisian Regions.

### 3.5 Models for the optimization of water distribution nets

The optimization of water distribution nets is more complex than that of feeder mains or ramified systems.

One method used entails ramifying the meshed network to be optimized. This technique has two disadvantages:

- The optimization leads to the elimination of the meshing conduits, with the result that the necessary safety meshes then have to be superimposed on the system.
- The optimum obtained depends on the selected ramification.

A number of examples of this type of programme may be mentioned:

- (a) The RESOP programme (LAMARRE and VALOIS, Canada) which enables the bore of the most economic mains to be increased automatically so as to improve a low-performance network (measured in terms of service pressure).

This technique postulates a network of inadequate size, the minimum increase of which is then determined by the model.

- (b) Programme for minimizing the cost of a hydraulic network (Dr. Cembrowicz - F.R.G.) by breaking down the non-convex cost function of the system into a sub-assembly of non-linear convex functions by applying a principle suggested by graph theory.
- (c) Programme for minimizing the cost of a water distribution system (M. THAWAT WATAN-ATADA, Australia) by non-linear programming methods. This programme has been used by the Metropolitan Water Supply, Sewerage and Drainage Board of Western Australia.

### 4 Optimization models: as an aid to management

We shall consider here the optimization of the management of an existing water supply system.

#### 4.1 Models for forecasting requirements

Just as it is in relation to system design, the prediction of water requirements is an essential preliminary to optimized management. But - and the difference is important - we have to deal here with very short-range forecasting:

- a few days, or a few weeks at the outside, where the management of the resource is concerned, or
- 24 hours in the case of the management of a water distribution net.

Mention may be made here of the daily forecasting models created in France by the Compagnie Générale des Eaux on one hand and by SAFEGE on the other, which produce very good results and which make allowance for:

- the day of the week, and
- the mean temperature of the next day (meteorological forecast).

#### 4.2 The management of groundwater resources

Models representing aquifers are beginning to be used in order to optimize their management.

By way of example, we may quote the periodical reassessment of the volumes needed to replenish the chalk aquifer of the Moulle district of France which is

used to supply water to Dunkirk (study carried out by ARLAB on behalf of Société Lyonnaise des Eaux et de l'Éclairage).

The study specifies month by month the minimum volumes to be reintroduced according to varying rainfall figures.

#### 4.3 The management of impounding reservoirs

Models simulating the management of impounding reservoirs are also starting to be used in an effort to optimize their day to day operation.

This is exemplified by the management of the Seine reservoir in France, where attention has been turned to the possibility of establishing a day to day management forecasting model which allows for the predicted weather pattern and aims at adhering as closely as possible to the general curve defining the required replenishment of the reservoir.

#### 4.4 The management of water distribution nets

Growing interest is being shown in models which make it possible to cut down the daily operating costs of water distribution systems (in particular those relating to energy consumption).

Here, the following examples may be quoted:

- (a) Process for determining the optimum control parameters for the Barcelona (Spain) water distribution system.

The Barcelona network is characterized by:

- The existence of some ten or so pressure levels due to very marked differences in elevation;
- The installation of a system of control valves enabling the pressure to be reduced in the low-lying part of the system;
- The existence of two principal feeder mains (in one of which the water is subjected to the action of turbines) resulting in different production costs per cubic metre; and
- The installation in early 1980 of a control centre to be managed with the help of a mini-computer.

Within this context, a programme has been worked out for optimizing the day to day management of the distribution system. This involves:

- Hourly forecasting of the level of consumption 24 hours in advance, and
  - An optimization process using dynamic programming.
- (b) Determination of the optimum parameters for the management of the distribution system serving the South Parisian Region (France).

On behalf of Société Lyonnaise des Eaux et de l'Éclairage, the Centre d'Automatique of Fontainebleau in collaboration with SAFEGE have evolved a process of optimizing the control parameters for the day to day management of the system. This involves:

- Hourly forecasting of the level of consumption 24 hours in advance, and
- Automatic calculation of the optimum pumping rates for the three plants treating Seine water and the twelve existing deep wells by means of an iterative two-level model (high level: solution of a combined dynamic problem on the basis of simplified constraints; low level: response to the exact model of the system).

The practical application of this model may necessitate off-line operation of the optimization programme so as to generate tables of instructions for feeding into the mini-computer at the control centre.

## 5 Conclusions

To follow this rapid survey, which lays no claim to thoroughness, these few observations may serve as a conclusion.

### The purpose of optimization models

The fact must be kept clearly in view that an optimization model is a tool to assist in decision making. This is as true of the regional planning models designed to reveal the future consequences (scenarios) arising from the choice of certain facilities as it is of those models intended to optimize water supply and distribution which aim to identify the solution which will enable a given goal to be realized at minimum cost. It remains up to the person responsible, for reasons which cannot be quantified, to opt for a solution other than that which represents the economic optimum.

### Specificity of models

Why so many models?

With regard to regional planning, we cannot lay the blame at the door of that "inertial resistance" which is so familiar a feature of the transmission of scientific knowledge. It would seem that the overall political picture, the institutions involved, the specific nature of the targets, the available information and investigative techniques will, in every case considered, lead to a specific model of little relevance to other circumstances.

No doubt the situation is different where more specific optimization models are concerned (e.g. for water supply and distribution systems), and this points to the possibility of establishing 'model banks' – a concept which is already under consideration in the United States with regard to hydrological models.

### The reliability of the models

The reliability of the models hinges on two questions:

- (a) The validity of the available data and the accepted hypotheses (such as the forecast water requirements): It would seem to be necessary to test the sensitivity of the model by applying it to variant situations involving both the basic data and the hypothetical forecasts. A decision must then be taken in the light of the range of response provided by the model.

### (b) The representativeness of models

In general, simulating models provide the user with a fairly good guarantee as to the quality of the simulation. On the other hand, the quest for the optimum, often conducted by trial and error externally to the model, will lead one to the 'relative' but not to the absolute minimum.

Those models which seek the optimum directly make use of programming techniques which generally call for simplification of the basic relations (linearization) and of the target functions (by making them convex). They thereby introduce some distortion of reality.

Neither do these methods guarantee that the minimum found is the absolute minimum. Checks are therefore necessary to verify the validity of the results.

### Optimization versus safety

Is there a conflict between the quest for the optimum and the desire for safety close to the hearts of water suppliers? There are two answers to this question:

- The search for the economic optimum can and must accept as a precondition the provision of the necessary safety installations (e.g. the meshing conduits of distribution systems).
- The search can also be conducted with reference to different levels of safety. Such a procedure then puts the distributor in the position of knowing what expenditure is attached to a given safety level.

This provides a means of clarifying what are often implicit choices – and also matter for another debate about the cost of safety in water distribution systems.

### Trends

To conclude – what trends can be predicted with regard to optimization models?

It seems to us that the search for economies should lead to the development and practical application of many models designed to support the day to day technical management of water distribution systems. This should go hand in hand with the development of those other tools of management – the control centres equipped with mini or micro-computers. This tendency will doubtless be reinforced by the fact that the distributors, in their role as everyday users of such models, will be able to monitor their performance directly and will therefore constantly be able to improve their efficiency.

# Modèles pour optimiser les réseaux de distribution d'eau

## Partie II: Etude des réseaux de distribution d'eau optimaux

Par Carlos Salema

Ingénieur électrotechnicien, Dr Ph, Professeur

José da Costa Miranda

Ingénieur civil, Assistant

Eduardo Ribeiro de Sousa

Ingénieur civil, Assistant

Hidrotécnica Portuguesa, Sacavém, Portugal.

### 1. Introduction

Des techniques de programmation linéaires ont été utilisées<sup>2,3,4</sup> pour obtenir le coût de premier établissement minimal de réseaux ramifiés de distribution d'eau. Le bureau d'étude est assumé avoir préalablement défini la configuration du réseau et les consommations en régime permanent aux noeuds, d'où l'on calcule facilement le débit dans les différents éléments.

Un élément du réseau est ici défini comme une partie du réseau, entre deux noeuds, ayant un débit constant. D'un autre côté, un noeud est un point du réseau où se rejoignent deux éléments ou plus et où peut se produire une entrée ou une sortie d'eau dans le réseau.

L'augmentation des consommations et la rareté des ressources en eau de bonne qualité pour l'alimentation en eau collective ont poussé à la réalisation de réseaux de distribution d'eau régionaux à grande échelle.

Ces réseaux sont essentiellement composés d'un ou plusieurs captages, de stations de pompage et (ou) de surpression, de stations de traitement, de vannes réductrices de pression et de plusieurs kilomètres de conduites de différents diamètres pour amener et (ou) distribuer l'eau à des collectivités de taille petite ou moyenne. Bien que plus complexe, la configuration d'une adduction d'eau peut être assimilée à un réseau ramifié car l'écoulement dans chaque élément est défini d'une façon univoque.

Les choix "économiques" lors de l'études d'un réseau sont d'un côté entre la pression de pompage et (ou) la hauteur des châteaux d'eau et d'un autre côté les diamètres des conduites.

### 2. Approche d'optimisation

Considérons le plan schématique de la figure 1. Admettons que chacun des éléments représentés comme conduite peut en fait être constitué d'une ou plusieurs longueurs de tuyaux de différents diamètres reliés en série. Si l'on utilise plus d'un diamètre de conduite, la longueur totale des tuyaux employés doit être égale à la longueur de l'élément.

Les diamètres de tuyaux ne peuvent être choisis que dans une table de tailles de tuyaux commercialement disponibles, qui comprend différents diamètres ( $d_1, d_2, \dots, d_m$ ) rangés en ordre de diamètres croissants ( $d_j < d_k$ , si  $j < k$ ).

Comme la perte de charge pour un débit donné augmente quand le diamètre du tuyau et son prix diminuent, le diamètre des tuyaux est un facteur important pour l'étude des réseaux de distribution d'eau. Le recours à des tuyaux de plus faible diamètre coûtant moins amènera à utiliser des pompes plus grosses et augmentera la dépense d'énergie. Un rapport similaire existe entre la hauteur des châteaux d'eau et la taille des conduites qu'ils alimentent.

Un réseau optimal est celui pour lequel on a choisi des diamètres de conduites et des puissances de pompes (ou hauteur de châteaux d'eau) tels que le coût est minimal tout en assurant que la pression hydraulique à chaque noeud est au moins égale à une valeur prescrite.

Pour utiliser des termes de programmation linéaire, le modèle proposé est défini par les variables de décision, les contraintes et les fonctions d'objectif.

Les variables de décision sont:

- les longueurs des différentes tailles de tuyaux dans chaque élément;
- la hauteur de refoulement totale pour les stations de pompage et les surpresseurs;
- les hauteurs des châteaux d'eau;
- la pression hydraulique à chaque noeud.

Les contraintes sont:

- pour les éléments constitués de tuyaux, la somme des longueurs des tuyaux choisis doit être égale à la longueur totale de l'élément;
- la pression hydraulique disponible à chaque noeud doit être au moins égale à un minimum requis;
- toutes les variables de décision doivent être non-négatives.

La fonction d'objectif est la somme des coûts des divers éléments du réseau.

Le problème est ou non linéaire suivant que les coûts de fonction des stations de pompage, des surpresseurs et des châteaux d'eau sont ou non linéaires. En tout cas, l'ensemble des contraintes est linéaire.

### 3. Contraintes de modèle

#### 3.1 Equations des conduites

Pour chaque élément fait de tuyaux, le point de départ est le choix entre  $m$  diamètres commercialement disponibles de ceux qui aboutissent à des vitesses d'écoulement à l'intérieur des limites requises. Admettons qu'il y ait  $r$  de ces diamètres  $d_k$  ( $k = 1, \dots, r$ ).

Si la plus petite taille de tuyau disponible commercialement donne une vitesse d'écoulement inférieure au minimum permis, alors  $r = 1$  s'imposera et l'élément sera exclusivement composé d'une conduite de diamètre  $d^1$ . D'un autre côté, si la plus grande taille de tuyau disponible commercialement donne une vitesse d'écoulement supérieure au maximum permis, là encore  $r = 1$  s'imposera et l'élément sera exclusivement composé d'une conduite de diamètre  $d^m$ .

Figure 1: Schéma d'un réseau de distribution d'eau. (Page 14)

Comme indiqué ci-dessus, la longueur totale d'un élément doit être égale à la somme des longueurs des tuyaux choisis pour cet élément. Il a été démontré<sup>5</sup> que dans un réseau ramifié optimal, un élément doit être constitué soit d'une seule taille de tuyau commercialement disponible, soit au maximum de longueurs différentes de deux tailles consécutives. Dans ces circonstances, l'équation de contrainte pour le  $i^{\text{ème}}$  élément est

$$\sum_{j=k_1}^{k_{r-1}} (l_{i,j,j+1} + l_{i,j+1,j}) = L_i \quad (1)$$

Pour  $r = 1$ , (1) devient

$$l_{i,j} = L_i \quad (2)$$

Comme on admet que le débit ( $Q_i$ ) dans l'élément  $i$  est connu et que l'on vient de choisir les diamètres des conduites, on peut calculer la perte de charge par unité de longueur dans le  $i^{\text{ème}}$  élément ( $pc_{i,j}$ ) en utilisant la formule de Manning:

$$pc_{i,j} = C_j Q_i^{a_j} d_j^{-\beta_j} \quad (3)$$

Pour le  $i^{\text{ème}}$  élément, la perte de charge totale  $dh_i$  est donc:

$$dh_i = \sum_{j=k_1}^{k_{r-1}} (pc_{i,j} \cdot l_{i,j,j+1} + pc_{i,j+1} \cdot l_{i,j+1,j}) \quad (4)$$

Si le  $i^{\text{ème}}$  élément n'est formé que d'un seul diamètre de tuyau  $d_j$ , l'équation (4) devient:

$$dh_i = pc_{i,j} \cdot l_{i,j} \quad (5)$$

La pression au noeud aval du  $i^{\text{ème}}$  élément ( $pf_i$ ) est donc reliée à la pression au noeud amont ( $pf_{i_m}$ ) par la relation suivante:

$$pf_i - pf_{i_m} + dh_i = Ct_{i_m} - Ct_i \quad (6)$$

S'il n'y a pas d'élément amont, c'est à dire si le  $i^{\text{ème}}$  élément est le premier du réseau, on prend  $Ct_{i_m}$  égal à la cote de la ligne de charge au captage ( $Ct_{i_m} = h_0$ ).

La bonne marche d'un réseau de distribution d'eau exige normalement un minimum de pression à chaque noeud ( $pmin_i$ ). On peut écrire cette contrainte:

$$pf_i \geq pmin_i \quad (\text{where } pmin_i > 0) \quad (7)$$

Les équations (4), (6) et (7) peuvent être combinées en une seule équation de contrainte pour le  $i^{\text{ème}}$  élément:

$$pf_{i_m} - \sum_{j=k_1}^{k_{r-1}} (pc_{i,j} \cdot l_{i,j,j+1} + pc_{i,j+1} \cdot l_{i,j+1,j}) \geq pmin_i - Ct_{i_m} + Ct_i \quad (8)$$

Les équations (1) et (8) donnent, en utilisant le nombre minimum d'équations, les contraintes pour le  $i^{\text{ème}}$  élément. Cette procédure supprime la pression en aval de chaque élément ( $pf_i$ ) des résultats du processus d'optimisation parce qu'elle n'est pas explicitement prise comme variable de décision. S'il en résulte des inconvénients, on peut formuler d'une façon différente les contraintes pour le  $i^{\text{ème}}$  élément. La combinaison des équations (4) et (6) donne:

$$pf_i - pf_{i_m} + \sum_{j=k_1}^{k_{r-1}} (pc_{i,j} \cdot l_{i,j,j+1} + pc_{i,j+1} \cdot l_{i,j+1,j}) = Ct_{i_m} - Ct_i \quad (9)$$

En utilisant les équations (1), (9) et (7) on peut encore décrire le comportement du  $i^{\text{ème}}$  élément en incluant explicitement comme variable de décision la pression au noeud aval de l'élément.

Mais cette nouvelle formulation a l'inconvénient, du point de vue de l'ordinateur, d'augmenter de deux à trois le nombre d'équations par élément.

### 3.2 Equations des stations de pompage et de surpression

Pour chaque station de pompage ou de surpression dans le réseau, il y a deux équations de contrainte. Pour le  $i^{\text{ème}}$  élément, la première équation est l'égalité

$$S_i = 1 \quad (11)$$

Cette égalité permet au modèle de tenir compte d'un coût défini pour la fonction de coût de ce type d'élément. La seconde équation qui se rapporte à la charge totale introduite par le  $i^{\text{ème}}$  élément ( $h_i$ ) est

$$pf_i - pf_{i_m} - h_i = Ct_{i_m} - Ct_i \quad (12)$$

où, comme ci-dessus,  $Ct_{i_m}$  est égal à  $h_0$  quand le  $i^{\text{ème}}$  élément est le premier du réseau.

### 3.3 Réservoirs

On peut considérer deux types de réservoirs: les barrages-réservoirs et les réservoirs de distribution.

Pour le premier type, on admet que la ligne de charge hydraulique est continue. Deux équations de contrainte existent pour le  $i^{\text{ème}}$  élément. La première est l'équation 11 pour les mêmes raisons que précédemment. La seconde équation est donnée par

$$pf_i - pf_{i_m} = Ct_{i_m} - Ct_i \quad (13)$$

Pour les réservoirs de distribution, qui permettent au réseau de faire face aux fluctuations de la demande, une chute dans la ligne de charge hydraulique est permise. Une fois encore, il existe deux équations de contrainte pour le  $i^{\text{ème}}$  élément. La première est l'équation (11) et la seconde est:

$$pf_i - pf_{i_m} + h_r = Ct_{i_m} - Ct_i \quad (14)$$

Dans les deux situations on prend pour la pression aval ( $pf_i$ ) la hauteur du réservoir de distribution.

### 3.4 Vannes réductrices de pression

Pour chaque vanne réductrice de pression, il y a deux équations.

Admettons que la vanne réductrice de pression est le  $i^{\text{ème}}$  élément. La première équation est (11) pour les mêmes raisons que précédemment. La seconde équation est:

$$pf_i - pf_{i_m} + h_i = 0 \quad (15)$$

### 3.5 Stations de traitement

Pour chaque station de traitement, il y a deux équations identiques à celles définies pour les vannes réductrices de pression.

Pour les stations de traitement classiques, c'est à dire fonctionnant en circuit ouvert, si la solution optimale donne une pression positive, c'est que l'emplacement de la station a été mal choisi et il faut revoir la configuration du réseau.

## 4. Fonction d'objectif

L'objectif du processus d'optimisation est de minimiser le coût du réseau en valeur actuelle, compte tenu des contraintes définies ci-dessus.



Examinons les fonctions de coût des différents types d'éléments.

Pour les éléments faits de tuyaux, comme les tailles de ces tuyaux ont été choisies à l'avance, les coûts sont pour chaque diamètre de tuyau et pour chaque matériau une fonction linéaire de la longueur utilisée. Le coût des éléments est donc donné par :

$$\sum_{j=k_1}^{k_{r-1}} (l_{1,j,j+1} \cdot P_j + l_{1,j+1,j} \cdot P_{j+1}) \quad (16)$$

Hinomoto<sup>6</sup> a démontré que la dépense pour une station de traitement d'eau de surface accuse une économie d'échelle (le coût moyen diminue quand la capacité augmente). Dans ce rapport, nous admettons que la dépense en capital est strictement concave et donnée par :

$$C_1 = a_1 Q_1^{b_1} \quad (0 < b_1 < 1) \quad (17)$$

où le débit  $Q_i$  est la variable indépendante. Comme le débit a été défini antérieurement, le coût de chaque station de traitement est constant.

Pour écrire la fonction d'objectif, on introduit une variable factice  $s_i$  et le coût du  $i^{\text{ème}}$  élément est

$$C_{1s_i} \quad (18)$$

où  $s_i = 1$  comme donné dans l'équation (11).

Les stations de pompage et de surpression accusent aussi des économies d'échelle. Une fois encore, on admet que la fonction de coût de construction et d'exploitation  $C_i$  est strictement concave :

$$C_i = a_i h_i^{b_i} Q_i^{c_i} \quad (b_i > 0; c_i < 1) \quad (19)$$

où  $h_i$ , charge totale, est une variable de décision et  $Q_i$ , le débit, est admis comme ayant été défini précédemment. La fonction de coût est donc non-linéaire en  $h_i$ .

Pour les châteaux d'eau, on peut admettre des fonctions de coût similaires :

$$C_i = a_i h_i^{b_i} V_i^{c_i} \quad (20)$$

où  $h_i$ , hauteur du château d'eau, est une variable de décision et  $V_i$ , volume du réservoir, est admis comme ayant été défini précédemment.

La fonction de coût est strictement concave quand  $0 < b_i < 1$  et strictement convexe autrement.

Pour les vannes réductrices de pression, on admet que la fonction de coût est constante. Une fois encore, on utilise une variable factice  $s_i$  tel que le coût du  $i^{\text{ème}}$  élément est donné par

$$C_{1s_i} \quad (21)$$

où  $s_i = 1$ .

Les barrages-réservoirs à coût constant sont traités comme les vannes réductrices de pression.

Notre objectif est donc de minimiser la somme des expressions (16), (17), (18), (19), (20) et (21), qui est non-linéaire, tenant compte des contraintes linéaires exprimées dans les équations (1) à (16). La fonction d'objectif est séparable, car elle peut être écrite comme une somme finie de termes séparés dont chacun n'implique qu'une variable de décision. On ne peut trouver une solution globale optimale que si tous et chacun des termes séparés sont des fonctions convexes, et un minimum des fonctions d'objectif est le but recherché. On peut s'attendre à quelques difficultés dans ce problème si l'on utilise les équations (19) et (20) car on ne peut pas appliquer un programme convexe séparable.

Les fonctions de coût non-linéaires peuvent aussi être traitées par une procédure itérative proposée par Salcedo et Weiss<sup>9</sup>, suivant laquelle les termes non-linéaires sont linéarisés près des points où l'on espère trouver une solution.

## 5. Numérotation des éléments

La technique de programmation linéaire utilisée n'impose pas de restrictions au numérotage des éléments. Mais il est raisonnable, et cela simplifiera la mise en oeuvre, de restreindre le nombre des éléments à disposer séquentiellement de 1 à n. Il n'y a pas de restrictions pour décider quel élément sera le numéro un ou l'ordre des éléments. La configuration du réseau est simplement définie en spécifiant pour chaque élément le numéro d'ordre de l'élément immédiatement en amont.

En utilisant cette technique, tout changement dans le réseau qui peut devenir nécessaire pendant l'étude peut être aisément incorporé sans modification majeure de la numérotation des éléments. Par exemple, l'introduction d'un nouvel élément (ordre  $n + 1$ ) entre  $j$  et  $k$  suit les étapes suivantes :

- introduction et définition du nouvel élément ;
- changer dans l'élément  $k$  l'élément immédiatement en amont, disons l'élément  $j$ , pour l'élément  $n + 1$ .

## 6. Exemple d'étude

La méthode décrite est utilisée depuis quelque temps au Portugal. A titre d'exemple, la figure 2 reproduit le schéma d'un réseau d'alimentation en eau régional devant alimenter 46 petits villages, comptant une population de 14 500 habitants, au centre du Portugal près de la ville de Leiria.

Le réseau comprend 183 éléments dont 166 conduites, 2 stations de pompage, 1 surpresseur, 4 vannes réductrices de pression, 2 châteaux d'eau et 8 réservoirs.

L'eau étant fournie par un réservoir (appartenant à un autre réseau), il n'a pas été prévu de station de traitement.

Les fonctions de coût exprimées en escudos des différents éléments ont été établies par le bureau d'étude et sont toutes linéaires.

Le tableau 1 donne les résultats du processus d'optimisation.

Figure 2: Schéma du réseau de distribution d'eau "Zona SW" utilisé comme exemple (Page 16)

## 7. Remerciements

Les auteurs sont reconnaissants à Hidrotécnica Portuguesa, Consultores para Estudos e Projectos, Sacavém, Portugal, de la permission et de l'aide accordées pour la publication de ce rapport.

## Annexe I — Bibliographie (Page 18)

### Annexe II — Notation

$a_i$	= paramètres de fonction de coût
$b_i$	= paramètres de fonction de coût
$C$	= coefficient de la formule de Manning
$C_i$	= coût de l'élément $i$
$C_{fp_i}$	= coût fixe de l'élément $i$ , pour les stations de pompage et les surpresseurs
$C_{ft_i}$	= coût fixe de l'élément $i$ , pour les châteaux d'eau
$C_{t_i}$	= cote du sol au noeud aval de l'élément $i$
$C_{t_{im}}$	= cote du sol au noeud amont de l'élément $i$
$C_{vh_i}$	= coût variable de l'élément $i$ par unité de pression de refoulement, pour les stations de pompage et les surpresseurs
$C_{vt_i}$	= coût variable de l'élément $i$ par unité de hauteur, pour les châteaux d'eau
$d_j$	= $j^{\text{ème}}$ diamètre dans la tableau des diamètres de tuyaux disponibles commercialement
$dh_i$	= perte de charge totale dans l'élément $i$
$h_o$	= cote de la ligne de charge hydraulique au captage

$h_i$	= hauteur de refoulement ou perte de charge au $i^{\text{ème}}$ élément	$P_j$	= coût du tuyau de diamètre $d_j$ par unité de longueur
$h_r$	= chute de la ligne de charge au réservoir de distribution	$pc_{i,j}$	= perte de charge par unité de longueur de l'élément $i$ , pour une conduite de diamètre $d_j$
$i$	= numéro de référence d'un élément	$pf_i$	= pression au noeud aval de l'élément $i$
$j, k$	= numéros de référence de diamètres	$pf_{i,m}$	= pression au noeud amont de l'élément $i$
$L_i$	= longueur totale de l'élément de conduite $i$	$p_{min,i}$	= pression minimale au noeud aval de l'élément $i$
$l_{i,j}$	= longueur totale de l'élément $i$ de diamètre $d_j$	$Q_i$	= débit dans l'élément $i$
$l_{i,j,k}$	= longueur fractionnaire de l'élément $i$ quand cet élément inclut des conduites de diamètres $d_j$ et $d_k$	$r$	= nombre de diamètres qui répondent aux restrictions de vitesse de l'eau
$m$	= nombre de diamètres de tuyaux disponibles commercialement	$s_i$	= variable de décision artificielle pour l'élément $i$
		$\alpha, \beta$	= exposants de la formule de Manning

**Tableau 1: Exemple de tableau du programme d'optimisation appliqué au réseau d'alimentation en eau de la figure 2. (Page 17)**

## Models to optimize water supply systems

### Part II

## Design of optimal water supply systems

by **Carlos Salema**

Eng.<sup>o</sup> electrotécnico, Ph.D., Prof. Cat.

**José da Costa Miranda**

Eng.<sup>o</sup> civil, Assist.

**Eduardo Ribeiro de Sousa**

Eng.<sup>o</sup> civil, MSc., Assist. Hidrotécnica Portuguesa, Sacavém, Portugal

### 1. Introduction

Linear programming techniques have been used<sup>2,3,4</sup> to obtain the least capital cost of branching water supply systems. The designer is assumed to have previously defined the configuration of the system and the steady-state demands at the nodes, from which the flow in the different elements are easily calculated.

An element of the supply system is defined here as part of the system, between two nodes, with constant flow. A node, on the other hand, is a point in the system where two or more elements are connected together and where there may be inflow or outflow of water to the system.

Increase in consumption and the scarcity of good quality water sources for community water supply have created a necessity for large scale regional water systems.

These systems are composed essentially of one or more water sources, pumping stations and/or pressure boosters, treatment plants, pressure reducing valves and several kilometers of pipes of different diameters to convey and/or distribute water to medium and small sized communities. Although more complex, the configuration of a water supply system may be represented by a branching network because the flow in each element is uniquely defined.

The economic "trade-offs" in the design of a supply system are between, on the one hand, the pumping head and/or the water tower height and, on the other hand, the pipe diameters.

This paper presents a mathematical analysis of a branching water supply system which will enable the designer to achieve a least cost system using linear programming techniques.

### 2. Optimization approach

Consider the schematic layout in Figure 1. Assume that any of the elements represented as pipes may, in fact, be made up of one or more spans of pipe of different diameter connected in series. When more than one pipe diameter is used the total length of pipes employed should be equal to the length of the element.

The pipe diameters can only be chosen from a table of commercially available pipe sizes, which includes

different diameters ( $d_1, d_2, \dots, d_m$ ) arranged in order of increased pipe diameter ( $d_j > d_k$ , if  $j > k$ ).

As the head loss in a pipe for a given flow increases as the pipe diameter and its associated cost decrease, pipe diameters are an important factor in the design of water supply systems. The use of pipes with smaller diameters and lower costs will require larger pumps and increased energy consumption. Conversely the use of pipes of larger diameter and higher cost will result in smaller pumps and less energy consumption. A similar situation occurs between the height of the water towers and the sizes of the pipes fed from them.

An optimum system will make use of such pipe diameters and pump sizes (or water tower heights) as to obtain a minimum cost while ensuring that the hydraulic pressure at each node is at least equal to a prescribed value.

Using linear programming terms the proposed model is defined by the decision variables, the constraints and the objective function.

The decision variables are:

- the lengths of the different pipe sizes in each element;
- total head for pumping stations and pressure boosters;
- the water tower heights;
- the hydraulic pressure at each node.

The constraints are:

- for the elements made up of pipes the sum of the lengths of the selected pipes must be equal to the total length of the element;
- the available hydraulic pressure at each node must be at least equal to a required minimum;
- all decision variables must be non negative.

The objective function is the sum of the costs of the various elements of the system.

The problem is linear or non-linear depending upon the cost functions of the pumping stations, pressure boosters and water towers being linear or non linear. In any case the set of constraints is linear.

### 3. Model constraints

#### 3.1 Pipe equations

For each element made up of pipes the starting point is the selection between the  $m$  commercially available pipe diameters of those which give water velocities within the

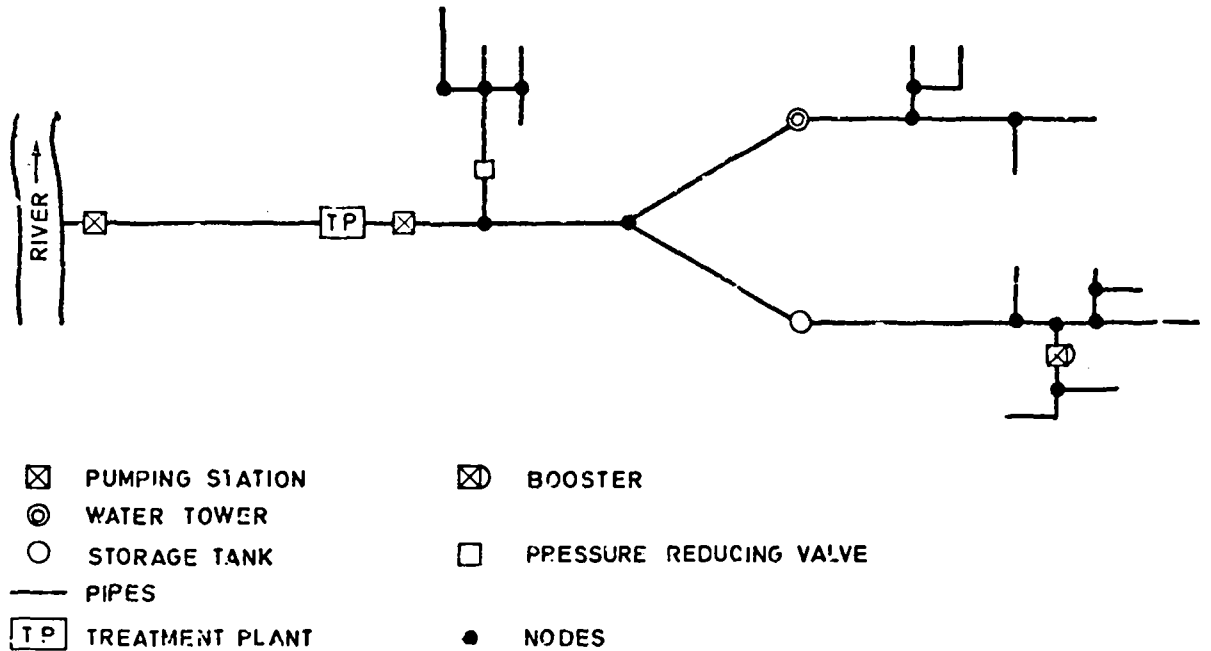


Figure 1. Schematic layout of a water supply system

required limits. Assume there are  $r$  such diameters  $d_k$  ( $k=k_1, \dots, k_r$ ). When the smallest commercially available pipe size leads to a water velocity less than the minimum allowable, then  $r=1$  will be imposed and the element will be exclusively made up of a pipe with diameter  $d_1$ . On the other hand, if the largest commercially available pipe size leads to a water velocity above the maximum allowable, again  $r=1$  will be imposed and the element will be made up exclusively of a pipe with diameter  $d_m$ .

As it has been stated before, the total element length must equal the lengths of the pipes selected for that element. It has been shown<sup>5</sup> that in optimal branched distribution networks an element must consist of either a single commercially available pipe size or, at most, of different lengths of two consecutive pipe sizes. Under such circumstances the constraint equation for the  $i^{\text{th}}$  element is given

$$\sum_{j=k_1}^{k_{r-1}} (l_{i,j,j+1} + l_{i,j+1,j}) = L_i \quad (1)$$

For  $r=1$  equation (1) becomes:

$$l_{i,j} = L_i \quad (2)$$

As the flow in element  $i$  ( $Q_i$ ) is assumed to be known and the pipe diameters ( $d_j$ ) have just been selected the head loss per unit length in the  $i^{\text{th}}$  element ( $pc_{i,j}$ ) can be calculated using the Manning formula:

$$pc_{i,j} = C_j Q_i^{\alpha} d_j^{-\beta} \quad (3)$$

For the  $i^{\text{th}}$  element the total head loss,  $dh_i$ , is thus:

$$dh_i = \sum_{j=k_1}^{k_{r-1}} (pc_{i,j} \cdot l_{i,j,j+1} + pc_{i,j+1} \cdot l_{i,j+1,j}) \quad (4)$$

If the  $i^{\text{th}}$  element uses only one pipe diameter,  $d_j$ , equation (4) becomes:

$$dh_i = pc_{i,j} \cdot l_{i,j} \quad (5)$$

The hydraulic pressure at the downstream node in the  $i^{\text{th}}$  element ( $pf_i$ ) is related to the hydraulic pressure at the upstream node ( $pf_{i_m}$ ) by the following expression:

$$pf_i - pf_{i_m} + dh_i = Ct_{i_m} - Ct_i \quad (6)$$

If there is no upstream element, that is if the  $i^{\text{th}}$  element is the first element of the system, then  $Ct_{i_m}$  is taken to be equal to the hydraulic grade line elevation at the intake point ( $Ct_{i_m} = h_0$ ).

The operation of a water supply system normally requires a minimum hydraulic pressure at each node ( $pmin_i$ ). This constraint can be written as:

$$pf_i \geq pmin_i \quad (\text{where } pmin_i > 0) \quad (7)$$

Equations (4), (6) and (7) can be combined in a single constraint equation for the  $i^{\text{th}}$  element:

$$pf_{i_m} - \sum_{j=k_1}^{k_{r-1}} (pc_{i,j} \cdot l_{i,j,j+1} + pc_{i,j+1} \cdot l_{i,j+1,j}) \geq pmin_i - Ct_{i_m} + Ct_i \quad (8)$$

Equations (1) and (8) describe the constraints for the  $i^{\text{th}}$  element, using the minimum number of equations. This procedure removes the hydraulic pressure downstream of each element ( $pf_i$ ) from the results of the optimization process because it is not explicitly taken as a decision variable. If this proves to be inconvenient it is possible to formulate the constraints for the  $i^{\text{th}}$  element in a different way. Combination of equations (4) and (6) yields:

$$pf_i - pf_{i_m} + \sum_{j=k_1}^{k_{r-1}} (pc_{i,j} \cdot l_{i,j,j+1} + pc_{i,j+1} \cdot l_{i,j+1,j}) = Ct_{i_m} - Ct_i \quad (9)$$

Using equations (1), (9) and (7) we can again describe the behaviour of the  $i^{\text{th}}$  element, including explicitly as a decision variable the hydraulic pressure at the downstream node of the element.

However, this new formulation has the disadvantage, from the computational point of view, of increasing from two the number of equations per element.

### 3.2 Pumping station and booster equations

For each pumping station or booster in the system there are two constraint equations. For the  $i^{\text{th}}$  element, the first equation is the identity

$$S_i = 1 \quad (11)$$

This identity will enable the model to deal with a fixed cost in the cost function of this type of element. The

second equation, relating to the total head ( $h_i$ ) introduced by the  $i^{\text{th}}$  element is:

$$pf_i - pf_{i_m} - h_i = Ct_{i_m} - Ct_i \quad (12)$$

where, as before,  $Ct_{i_m}$  is equal to  $h_o$  when the  $i^{\text{th}}$  element has no upstream element.

### 3.3 Reservoirs

Two types of reservoirs can be considered: operational reservoirs and storage tanks.

For the first kind of reservoir it is assumed that the hydraulic grade line is continuous. Two constraint equations exist for the  $i^{\text{th}}$  element. The first is equation (11) for the same reasons as before. The second equation is given by:

$$pf_i - pf_{i_m} = Ct_{i_m} - Ct_i \quad (13)$$

For storage tanks, which enable the system to face fluctuations in demand, a drop in the hydraulic grade line is permitted. Again, two constraint equations exist for the  $i^{\text{th}}$  element. The first is equation (11) and the second is:

$$pf_i - pf_{i_m} + h_r = Ct_{i_m} - Ct_i \quad (14)$$

In both situations the hydraulic pressure downstream ( $pf_i$ ) is taken as the storage tank height.

### 3.4 Pressure reducing valves

For each pressure reducing valve there are two equations.

Let the pressure reducing valve be the  $i^{\text{th}}$  element. The first equation is (11) for the same reasons as stated before. The second equation is:

$$pf_i - pf_{i_m} + h_i = 0 \quad (15)$$

### 3.5 Treatment plants

For each treatment plant there are two equations identical to the equations defined above for pressure reducing valves.

For conventional treatment plants (that is, functioning in open channel flow conditions), if the optimal solution yields a positive pressure, an inadequate location has been chosen and the designer should change the system configuration.

## 4. Objective function

The objective of the optimization process is to minimize the total present cost of the system subject to the constraints referred to previously.

Let us examine the cost functions of the different types of elements.

For elements made up of pipes, since pipe sizes have been selected in advance, costs for each pipe diameter and each material are a linear function of pipe length used. The element cost is thus given by:

$$\sum_{j=k_1}^{k_{r-1}} (l_{i,j,j+1} \cdot P_j + l_{i,j+1,j} \cdot P_{j+1}) \quad (16)$$

Hinamoto<sup>6</sup> demonstrated that the total capital costs of a surface water treatment plant show an economy of scale (average costs decrease with increasing capacity). In this paper it is assumed that capital costs  $C_i$  are strictly concave, and given by:

$$C_i = a_i Q_i^{b_i} \quad (0 < b_i < 1) \quad (17)$$

where the flow  $Q_i$  is the independent variable. As the flow has been defined previously the cost of each treatment plant is constant.

To write the objective function a dummy variable  $s_i$  is introduced and the costs of the  $i^{\text{th}}$  element are:

$$C_i s_i \quad (18)$$

where  $s_i = 1$  is as given in equation (11).

Pumping stations and pressure boosters also reflect economies of scale. Again, the construction and operating cost function  $C_i$  is assumed to be strictly concave:

$$C_i = a_i h_i^{b_i} Q_i^{c_i} \quad (b_i > 0; c_i < 1) \quad (19)$$

where  $h_i$ , the total head, is a decision variable and  $Q_i$  the flow is assumed to have been defined previously. The cost function is, thus, non-linear with  $h_i$ .

For water towers, similar cost functions can be assumed:

$$C_i = a_i h_i^{b_i} V_i^{c_i} \quad (20)$$

where  $h_i$ , the head of the water tower, is a decision variable and  $V_i$  the volume storage is assumed to have been defined previously.

The cost function is strictly concave when  $0 < b_i < 1$  and strictly convex otherwise.

For pressure reducing valves the cost function is assumed to be constant. Again, a dummy variable  $s_i$  is used, such that the cost of the  $i^{\text{th}}$  element is given by:

$$C_i s_i \quad (21)$$

where  $s_i = 1$ .

Reservoirs with a constant cost are treated in the same way as pressure reducing valves.

The objective is to minimize the sum of expressions (16), (17), (18), (19), (20) and (21), which is non-linear, subject to the linear constraints expressed in equations (1) through (16). The objective function is separable, because it can be written as a finite sum of separate terms, each involving only one decision variable. A global optimum solution can be found only if each and all of the separate terms are convex functions and a minimum of the objective function is the desired goal. Some difficulties are to be expected in this problem if equations (19) and (20) are used, as separable convex programming cannot be applied.

Non linear cost functions can also be handled by an iterative procedure proposed by Salcedo and Weiss<sup>9</sup>, in which the non-linear terms are linearized near the point where a solution is expected to be found.

## 5. Element numbering

The linear programming technique used places no restrictions on element numbering. However it is reasonable, and it will simplify implementation, to restrict element numbers so that they are arranged sequentially from 1 to  $n$ . There are no restrictions on which element should be number one, or on which element follows which. The configuration of the network is simply defined by specifying for each element the order number of the element immediately upstream.

Using this technique any network changes which become necessary during the design stage may be easily incorporated without major changes to element numbering. For instance, to introduce a new element (order  $n+1$ ) between element  $j$  and  $k$  needs the following steps: —introduction and definition of the new element; —changing for element  $k$  the element immediately upstream, say element  $j$ , for element  $n+1$ .

## 6. Design example

The method described has been used for some time in Portugal. As an example, a regional water supply system designed to feed 46 small villages with a total population of 14 500 in the centre of Portugal (near the town of Leiria) is shown in Figure 2.

The system has 183 elements of which 166 represent pipes, 2 pumping stations, 1 pressure booster, 4 pressure

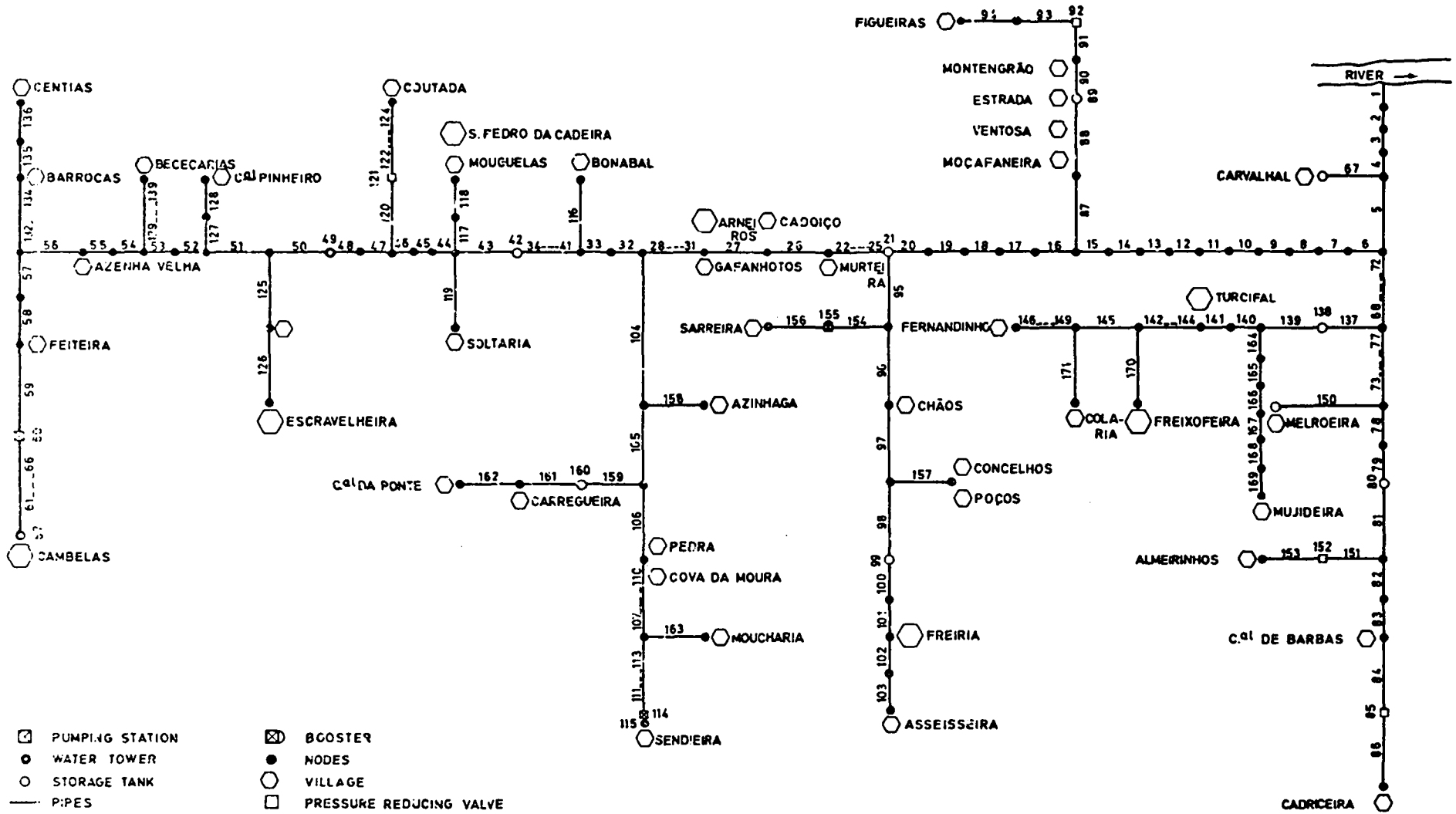


Figure 2. Schematic layout of the water supply system of "ZONA SW" used as an example

## SYSTEM: ZONE SW

## SOLUTION: OPTIMAL

ELEMENT NR.	TOT. LENG. (m)	FLOW (l/s)	DIAM-1 (mm)	LENGTH-1 (m)	VELOC-1 (m/s)	DIAM-2 (mm)	COMP-2 (m)	VELOC-2 (m/s)	FINAL P. (m)	SLACK (m)	COST	P.HEAD/T.HEIGHT (m)
1	200.0	24.8	200.	200.0	0.79	0.	0.0	0.0	14.35	12.35	302.	0.0
2	350.0	24.8	200.	350.0	0.79	0.	0.0	0.0	53.20	51.20	523.	0.0
3	125.0	24.8	200.	125.0	0.79	0.	0.0	0.0	102.79	100.79	189.	0.0
4	175.0	24.8	200.	175.0	0.79	0.	0.0	0.0	122.22	120.22	264.	0.0
5	300.0	24.3	200.	300.0	0.77	0.	0.0	0.0	141.27	139.27	453.	0.0
83	250.0	2.7	80.	173.1	0.54	100.	76.9	0.34	35.00	0.0	163.	0.0
84	210.0	1.6	60.	210.0	0.57	0.	0.0	0.0	38.49	38.49	107.	0.0
85	-	1.6	-	-	-	-	-	-	38.49	-	80.	0.0
151	100.0	1.0	60.	100.0	0.35	0.	0.0	0.0	26.50	26.50	51.	0.0
152	-	1.0	-	-	-	-	-	-	26.50	-	80.	0.0
153	500.0	1.0	60.	500.0	0.35	0.	0.0	0.0	64.99	24.99	255.	0.0
154	350.0	1.0	60.	350.0	0.35	0.	0.0	0.0	46.52	46.52	178.	0.0
155	-	1.0	-	-	-	-	-	-	56.51	-	1 582.	9.99
156	500.0	1.0	60.	500.0	0.35	0.	0.0	0.0	35.00	0.0	255.	0.0
157	500.0	1.8	60.	500.0	0.64	0.	0.0	0.0	68.76	18.76	255.	0.0
158	400.0	1.0	60.	400.0	0.35	0.	0.0	0.0	111.68	71.68	204.	0.0
159	430.0	1.0	60.	430.0	0.35	0.	0.0	0.0	61.49	61.49	219.	0.0
160	-	-	-	-	-	-	-	-	1.16	-	579.	0.0
161	850.0	2.5	100.	850.0	0.32	0.	0.0	0.0	35.00	0.0	512.	0.0
162	150.0	1.4	60.	150.0	0.50	0.	0.0	0.0	44.16	19.16	76.	0.0
163	450.0	1.0	60.	450.0	0.35	0.	0.0	0.0	72.44	47.44	229.	0.0
164	180.0	1.0	60.	180.0	0.35	0.	0.0	0.0	35.40	33.40	92.	0.0
165	200.0	1.0	60.	200.0	0.35	0.	0.0	0.0	24.80	22.80	102.	0.0
166	290.0	1.0	60.	290.0	0.35	0.	0.0	0.0	33.93	31.93	148.	0.0
167	640.0	1.0	60.	640.0	0.35	0.	0.0	0.0	2.00	0.0	326.	0.0
168	850.0	1.0	60.	850.0	0.35	0.	0.0	0.0	39.44	37.44	433.	0.0
169	100.0	1.0	60.	100.0	0.35	0.	0.0	0.0	59.14	19.14	51.	0.0
170	1 300.0	3.2	60.	1 300.0	0.64	0.	0.0	0.0	92.39	47.39	806.	0.0
171	360.0	1.6	60.	360.0	0.57	0.	0.0	0.0	76.23	36.23	184.	0.0

TOTAL LENG.: 55 657 m

SYSTEM COST: 34 777 esc.

Table 1: Sample printout of the optimization program applied to the water supply system of Figure 2.

reducing valves, 2 water towers, and 8 reservoirs.

The water input being from a reservoir (belonging to another system) no provisions were made to include a water treatment plant.

The cost functions (expressed in escudos) of the different elements were established by the designer and are all linear.

The results of the optimization process are tabulated in table 1.

## 7. Acknowledgements

The authors are indebted to Hidrotécnica Portuguesa, Consultores para Estudos e Projectos, Sacavém, Portugal, for their permission and support given to the publication of this paper.

## References

1. "Cost Information for Water Supply and Sewage Disposal", Technical Report TR61, Water Research Centre, Medmenham and Stevenage Laboratories, England, November, 1977.
2. Gupta, I., "Linear Programming Analysis of a Water Supply System", AIIE Transactions, American Institute of Industrial Engineers, No. 1, 1969, pp. 56-61.
3. Gupta, I., Hassan, M. Z., and Cook, J., "Linear Programming Analysis of a Water Supply System with Multiple Supply Points", AIIE Transactions, American Institute of Industrial Engineers, No. 4, 1972, pp. 200-204.
4. Karmeli, D., Gadish, Y., and Meyer, S., "Design of Optimal Water Distribution Networks", Journal of the Pipeline Division, ASCE, Vol. 94, No. PL1, Proc. Paper 6130, Oct., 1968, pp. 1-10.
5. Kaufmann, A., "Méthodes et Modèles de la Recherche Opérationnelle", Tome 2, Edition Dunot, 1972.
6. Hinomoto, M., "Capital Cost Functions of a Surface Water Treatment Plant and its Components", Water Resources Research, Vol. 13, No. 6, Dec., 1977, pp. 873-876.
7. Labye, Y., "Études des Procédés de Calcul Ayant pour But de Rendre Minimal le Coût d'un Réseau de Distribution d'Eau sous Pression", La Houille Blanche, No. 5, 1966, pp. 577-583.

8. Robinson, R. and Austin, T. A., "Cost Optimization of Rural Water Systems", Journal of the Hydraulic Division, ASCE, Vol. 00, No. HY8, Aug., 1976, pp. 1119-1134.
9. Salcedo, D. and Weiss, A. O., "Solution of a Water Resources Problem with Economies of Scale by Linear Programming", Water Resources Bulletin, American Water Resources Association, No. 8, 1972, pp. 546-552.

## Notation

$a_i$	= cost function parameters
$b_i$	= cost function parameters
$C$	= coefficient in Manning's formula
$C_i$	= cost of element $i$
$Ct_i$	= ground elevation at the downstream node of element $i$
$Ct_{im}$	= ground elevation at the upstream node of element $i$
$Cfp_i$	= fixed cost of element $i$ , for pumping stations and boosters
$Cft_i$	= fixed cost of element $i$ , for water towers
$Ct_i$	= ground elevation at the downstream node of element $i$
$Ct_{im}$	= ground elevation at the upstream node of element $i$
$Cv_{hi}$	= variable cost of element $i$ per unit pumping head, for pumping stations and boosters
$Cv_{ti}$	= variable cost of element $i$ per unit height, for water towers
$d_j$	= $j^{\text{th}}$ diameter in the table of commercially available pipe diameters
$dh_i$	= total head loss in element $i$
$ho$	= hydraulic grade line elevation at the intake point
$h_i$	= pumping head or head loss at $i^{\text{th}}$ element
$hr$	= hydraulic gradient line drop at storage tank
$i$	= element reference number
$j, k$	= diameter reference numbers
$L_i$	= total length of pipe element $i$
$l_{i,j}$	= total length of element $i$ with diameter $d_j$
$l_{i,j,k}$	= fractional length of element $i$ when this element includes pipes of diameters $d_j$ and $d_k$
$m$	= number of commercially available pipe diameters
$P_j$	= cost of pipe diameter $d_j$ , per unit length
$pc_{i,j}$	= head loss per unit length of element $i$ , for pipe diameter $d_j$
$pf_i$	= hydraulic pressure at the downstream node of element $i$
$pf_{im}$	= hydraulic pressure at the upstream node of element $i$
$p_{min_i}$	= minimum hydraulic pressure at the downstream node of element $i$
$Q_i$	= flow in element $i$
$r$	= number of diameters which meet restrictions on water velocity
$S_i$	= artificial decision variable for element $i$
$\alpha, \beta$	= exponents in Manning's formula



## Optimisation des ressources en eau

par Ing. Dr, Werner D. Schmidt

Gelsenwasser A.G. Allemagne

En 1972, le Club de Rome discutait les conclusions de recherches effectuées par le Massachusetts Institute of Technology (MIT). A l'occasion de ces recherches, la notion très significative de "limites de croissance" a vu le jour.

Ce renvoi au fait que nos matières premières s'épuiseront un jour est valable également pour le milieu dont nous nous occupons, à savoir l'eau, ou en termes plus précis l'eau dont nous pouvons faire de l'eau parfaitement potable.

Il y a encore deux ou trois décennies, la nécessité d'optimiser les ressources en eau ne semblait jouer un rôle que dans certains pays présentant des conditions climatiques défavorables. Le fait que l'optimisation des ressources en eau fait maintenant l'objet des sujets spéciaux de ce Congrès de l'AIDE est un signe très net du changement de la situation. Et ce sont précisément les pays industriels, qui sont dotés par la nature de pluies relativement importantes et régulières, qui ont agi de manière telle que les ressources en eau à leur disposition sont influencées de façon négative.

Permettez moi de citer quelques causes influençant les eaux souterraines. (Fig. 1) (Page E ).

L'aménagement des terrains par l'industrie, la création de cités et la construction de routes regroupés sous le mot-clé "impermeabilité du sol à l'infiltration de l'eau" diminuent la réalimentation des eaux souterraines et entraînent simultanément l'accélération du ruissellement de surface. En République Fédérale D'Allemagne, dont la superficie est de l'ordre de 250 000 km<sup>2</sup>, on consacre chaque année une surface de 335 km<sup>2</sup> aux aménagements sus-mentionnés.

Des eaux souterraines sont mises à jour lors de l'exploitation des produits du sous-sol, notamment l'extraction de sable et de gravier. Ici, l'évaporation de la surface ainsi découverte a des effets négatifs et diminue les ressources en eau. Je cite encore à ce titre un chiffre concernant la République Fédérale d'Allemagne: chaque année, on assiste à l'apparition de 22 km<sup>2</sup> de surfaces d'eau nouvelles.

Pour exécuter des constructions importantes, le rabattement des nappes souterraines est indispensable. De ce fait, un volume considérable d'eau souterraine est constamment détourné de sa destination et déversé directement dans les eaux de surface. Pour l'exploitation à ciel ouvert à grande échelle des lignites de la région de l'Erf, au sud-ouest de Cologne, par exemple, ce détournement porte sur 1,2 milliards de mètres cubes par an.

L'aménagement et la rectification des cours d'eau accélèrent l'écoulement des eaux de surface et aboutissent en partie à un abaissement des niveaux de l'eau dans les rivières, ce qui provoque alors un abaissement du niveau des eaux souterraines et corollairement une réduction des ressources en eau souterraine.

A côté de ces pertes, on assiste à des menaces et parfois à des atteintes graves à la qualité de l'eau (Fig. 2). Le rejet des eaux usées et l'enlèvement des ordures solides, la circulation routière, le transport et le stockage des produits pétroliers, l'agriculture et l'extraction des matières premières posent des problèmes multiples et

remettent en question les avantages de maintes ressources en eau pour l'approvisionnement en eau potable.

Ces atteintes à la qualité et au volume se voient aggravées par la sévérité accrue des critères tant qualitatifs que quantitatifs de l'eau. Citons à titre d'exemple:

- concernant les critères imposés à la qualité de l'eau: les directives en vigueur ou à l'étude des Communautés Européennes, dont sept ont ou devraient avoir un effet direct ou indirect sur la qualité de l'eau, les propositions présentées par un groupe d'étude désigné par le Bureau Européen de l'Organisation Mondiale de la Santé (1970);
- concernant les critères imposés à la quantité de l'eau: les besoins en eau de la République Fédérale d'Allemagne pour les années 1974, 1980 et 1985. (Fig. 3) (Page E ).

Il y a donc suffisamment de raisons pour optimiser les ressources en eau souterraine existantes! Mais existe-t-il des possibilités suffisantes pour réaliser cette optimisation? Parmi les mesures à retenir à cet égard, je voudrais en citer trois et les commenter par des exemples concernant la République Fédérale d'Allemagne:

- la combinaison de l'utilisation des eaux souterraines et des eaux de surface,
- la réalimentation des nappes souterraines,
- la réutilisation des eaux usées.

### Utilisation combinée des eaux souterraines et des eaux de surface pour satisfaire aux besoins pendant des périodes sèches

Ce chapitre ne vise pas l'extraction parallèle des eaux souterraines et des eaux de surface pratiquée par de nombreux services d'eau, mais du secours apporté à l'une des réserves par appel accru fait à l'autre. Ceci est très efficace notamment au cours des périodes sèches, quand, à la suite de pluies déficientes, l'écoulement des eaux de surface diminue considérablement et le remplissage des réservoirs se fait à un rythme ralenti. Le niveau des nappes souterraines importantes réagit plus lentement aux déficit des précipitations, et surtout il réagit à une date ultérieure (Fig. 4). Ceci peut être illustré par la comparaison des régimes des niveaux de remplissage des barrages de la Rurhtalsperrenverein et du niveau des piézomètres représentatifs de la nappe des sables de HALTERN, puissante ressource en eau souterraine au nord du bassin industriel sur la rive droite du Rhin, au cours des années 1976 à 1978.

Du fait de leur puissance importante - ils atteignent jusqu'à 200 m d'épaisseur - les sables de Haltern fixent des réserves d'eau souterraine énormes. Et d'autre part, sur des surfaces parfois grandes, la profondeur de la nappe au dessous des racines des arbres permet d'abaisser pendant une période prolongée le niveau de l'eau sans qu'il en résulte aucun dommage. En effet, aux endroits où le niveau naturel de l'eau souterraine est de toute façon situé à une profondeur telle que les racines des plantes n'ont pas de contacts avec cette eau souter-

raine, un abaissement supplémentaire par un puisage accru d'eau souterraine n'a pas d'influence dommageable.

Toutefois on ne peut pas exploiter inconsidérément les réserves souterraines. Le bilan hydrologique entre l'infiltration et le puisage doit être équilibré. De ce fait, après une année sèche où l'on a poussé l'exploitation des réserves souterraines, il est nécessaire, dans les années qui suivent, de compenser le déficit provoqué.

On peut compenser ce déficit, et redresser le niveau de la nappe souterraine, de deux manières: en diminuant les puisages, ou en réalimentant artificiellement la nappe. Pour y arriver, on profite des périodes succédant à l'année sèche où des pluies plus importantes rendent disponibles des ressources en eau de surface.

Une telle mesure a déjà été appliquée à l'usine de Haltern de la Gelsenwasser A.G. pour une partie; le projet pour l'autre partie est en cours de réalisation (Fig. 5). Cette usine est située au centre des sables de Haltern ci-dessus mentionnés. Son extension à une capacité de 120 Mm<sup>3</sup>/an est en cours. Dans les années normales, environ 20% de ce volume est formé d'eau souterraine naturelle, la majeure partie provenant cependant de la réalimentation artificielle de cette eau. Pour pouvoir disposer des volumes d'eau nécessaires, on fait appel à la Stever, affluent de la Lippe venant de la région de Münster. Pour assurer à la prise d'eau le débit nécessaire, Gelsenwasser A.G. a construit un barrage sur la Stever et en a un deuxième en construction. Leur capacité actuelle est de 25 Mm<sup>3</sup>.

En période sèche, ni le débit du cours d'eau, ni les volumes disponibles dans les barrages ne sont suffisants pour assurer la réalimentation de la nappe souterraine. Mais on peut lors faire usage de la possibilité d'extraire pendant une période prolongée un débit double des apports naturels à la nappe. Ceci a été pratiqué avec succès en 1976 grâce à 13 puits verticaux (Fig. 6). Au bout de 24 semaines de puisage intensif, on a constaté fin 1976 un abaissement supplémentaire de la nappe de l'ordre de 4 m. Une limitation radicale de l'appel à l'eau souterraine naturelle dans les six premiers mois de 1977 a permis de retrouver le niveau piézométrique initial. Les besoins en eau de la population et de l'industrie ont été couverts par une réalimentation accrue de la nappe par l'eau de surface abondante à cette époque.

Nous appelons cette façon d'utiliser la nappe souterraine "prise d'eau à régénération naturelle".

On peut aller plus loin dans cette formule combinée de compensation mutuelle entre les eaux de surface et les eaux souterraines en utilisant sur une grande surface une nappe souterraine. Cela est nettement plus efficace que l'exploitation d'une seule série de puits.

La région de la Haard est une partie non bâtie des sables de Haltern d'environ 50 km<sup>2</sup> de superficie consacrée à l'exploitation forestière. Elle se caractérise par des distances extrêmement importantes entre les racines des arbres et la nappe d'eau souterraine, et, malgré tout, par des réserves d'eau considérables (Fig. 7).

Sur le bord inférieur de cette nappe se trouve déjà la série de puits sus-mentionnés (points bleus). A présent nous étudions la possibilité de réaliser dans cette zone 30 autres puits verticaux (points rouges) et de les utiliser dans les seules années sèches lorsque l'on de surface disponible sera insuffisante pour assurer la réalimentation de la nappe. Il serait alors possible d'extraire dans une période de six mois de l'ordre de 600 000 m<sup>3</sup> par puits avec un débit horaire de 125 m<sup>3</sup>.

Ainsi que l'ont montré les calculs, il se formerait autour de chaque puits un petit bassin à fond pyramidal de 15 m de profondeur; ces bassins chevaucheraient avec les bassins voisins et, aux marges, l'abaissement de niveau provoqué serait encore de 3 m. La surface de la nappe souterraine de la Haard aurait alors l'aspect d'une courte-pointe; à la place des boutons, il faut imaginer à chaque fois un puits (Fig. 8).

Remplir ensuite ces petits bassins à fond pyramidal par régénération naturelle ne correspondrait certainement pas à une économie ordonnée des eaux. Il devrait néanmoins être possible d'utiliser les puits en puits absorbants pour cette réalimentation, lors d'une période de disponibilité suffisante d'eau de surface.

Nous appelons cette méthode "prise de réserve à réalimentation artificielle".

Bien entendu, l'eau de surface renvoyée dans le sol ne le sera qu'après préparation convenable. L'eau de barrage amenée aux puits absorbants aura été largement épurée par floculation, décantation, infiltration lente et passage dans le sol qui en feront une eau souterraine réalimentée artificiellement présentant la qualité de l'eau potable.

La prise d'eau de réserve avec réalimentation artificielle ainsi décrite permet d'extraire en six mois un volume supplémentaire d'eau souterraine de l'ordre de 16,5 Mm<sup>3</sup>. Les chiffres suivants montrent le faible impact réel sur les réserves d'eau souterraine; l'action suscite à première vue l'idée d'une intervention importante (Fig. 8).

La superficie de la région dont l'utilisation est prévue est de 37 km<sup>2</sup>. Elle renferme environ 500 Mm<sup>3</sup> d'eau souterraine. L'extraction normale prévue est de 11 Mm<sup>3</sup> et représente 2,2% de cette eau. Avec la prise de réserve à régénération naturelle, le total de l'eau puisée s'élève à 20,7 Mm<sup>3</sup> ou 4,1% et finalement les extractions normales et les prises d'eau tant avec régénération naturelle qu'avec réalimentation artificielle donnent 37,2 Mm<sup>3</sup>, ce qui représente 7,4% des réserves d'eau souterraine.

Le faible impact de l'intervention au niveau de la situation naturelle ressort également de la coupe hydrologique de la Haard (Fig. 9).

Une utilisation intense telle qu'elle est décrite ici est également possible dans d'autres régions des sables de Haltern qui se caractérisent par des distances importantes entre les racines et l'eau et par des puissances importantes de la nappe. Les effets d'une telle extension pour une extraction prévisible en l'an 2000 et dans le cas de périodes extrêmement sèches sont visualisés par une confrontation trimestres par trimestres de l'emploi de l'eau de la nappe souterraine d'une part, de l'eau de surface d'autre part (Fig. 10). Cette confrontation montre que l'excédent d'eau souterraine puisé pour ménager l'eau de surface est compensé sur une période de trois ans.

La possibilité de combiner l'utilisation des eaux souterraines et des eaux de surface a encore été discutée pour d'autres régions de l'Allemagne. Je citerai à ce sujet une proposition de Heck suivant laquelle les barrages du Harz et les eaux souterraines de la Lüneberg Heide, régions distantes de 150 km l'une de l'autre, pourraient être utilisés pour qu'une région puise dans les réserves de l'autre, et vice-versa.

## Réalimentation de la nappe souterraine

La part de la réalimentation artificielle des eaux souterraines dans le total des ressources en eau potable de la République Fédérale d'Allemagne est relativement élevée et atteint environ 11% (Fig. 11). Cette méthode est certes une excellente formule d'augmentation des ressources en eau disponibles, mais elle n'est pas à elle seule suffisante pour optimiser les ressources en eau. Cette optimisation n'est assurée que lorsqu'on prend également des mesures pour disposer de suffisamment d'eau de surface.

Cette méthode est utilisée depuis des décennies dans le bassin de la Ruhr d'où est extraite la part de loin la plus importante des eaux souterraines réalimentées

artificiellement d'Allemagne. En 1977 par exemple, cette part représentait 365 Mm<sup>3</sup>, soit près de 81%. Près de 100 stations assurent ainsi l'approvisionnement en eau de la population, de la petite industrie et l'industrie dans le bassin industriel au nord de la Ruhr (Fig. 12). La mise en oeuvre de cette méthode fait qu'une partie importante de l'eau de la Ruhr est envoyée au delà de la ligne de partage des eaux et est ainsi soustraite au régime naturel de la rivière; ce prélèvement représenté au confluent avec le Rhin jusqu'à 15 m<sup>3</sup>/s. Toutefois en cas de basses eaux, le débit est ramené à 3,5 m<sup>3</sup>/s.

Il n'est pas possible de stocker temporairement dans la vallée de la Ruhr des volumes d'eau souterraine plus importants, ce qui oblige à emmagasiner des eaux de surface dans des barrages. L'idée s'impose alors d'implanter les stations de traitement à proximité immédiate des barrages. Mais cette formule impliquerait des espaces de stockage considérables que l'on ne saurait trouver dans le bassin versant de la Ruhr avec son importante densité de population, l'ordre de grandeur nécessaire étant de plus d'un million de mètres cubes.

Mais c'est encore pour la facilité du transport de l'eau vers les zones de consommation que l'on s'est décidé en temps utile à choisir une autre formule permettant d'optimiser les ressources en eau du bassin fluvial dans les conditions existantes. Les stations de traitement ainsi que les utilisateurs d'eau industriels prennent l'eau le long de la Ruhr à proximité des zones de consommation. On utilise au maximum l'écoulement naturel. Des actions étendues en vue de l'épuration des eaux usées sont menées en même temps, ce qui assure à l'eau une qualité suffisante.

Les barrages assurent l'appoint nécessaire (Fig. 13) pour remplacer les prélèvements, pour soutenir les bas débits naturels et pour améliorer encore par dilution la qualité de l'eau de la Ruhr.

On arrive ainsi à assurer avec une capacité de stockage totale de 471 Mm<sup>3</sup> une consommation en eau de 1 300 Mm<sup>3</sup> dans les années de pointe, dont plus de 400 Mm<sup>3</sup> sont extraits.

Pour y arriver, une exploitation très précise des réserves en eau existantes est indispensable. Elle exige le contrôle quotidien des paramètres les plus divers et conduit, en se basant sur un système subtilement étudié, aux décisions pour les livraisons par les barrages nécessaires dans chaque cas de figure.

La réalimentation artificielles de la nappe souterraine joue ici un rôle important. L'infiltration lente sur sable intervenant au cours de la réalimentation et le passage dans le sol qui suit constituent en fait une préparation biologique de l'eau assurant une sécurité complémentaire pour la qualité de l'eau. Et la porosité locale du terrain servant à la réalimentation assure l'équilibre des variations de durée de séjour résultant des besoins en eau.

En conclusion, ceci me paraît une optimisation idéale des ressources en eau.

## Réutilisation d'eaux usées

Les eaux rejetées après utilisation par la population et par l'industrie sont un élément constitutif du bilan hydrologique aussi valable que les pluies, l'infiltration et l'écoulement naturel. Elles contribuent, comme faisant partie de l'eau fluviale, à l'approvisionnement en eau lors de l'utilisation de l'eau de surface.

L'ensemble présenté ci-dessus pour le bassin de la Ruhr le montre clairement. Cette formule impose bien entendu une épuration poussée des eaux usées pour pouvoir être acceptée sans aucun risque. On sera là toujours amené à imposer des critères particulièrement stricts à la préparation de l'eau. A ce sujet, je me permets

d'attirer l'attention sur les excellentes installations de la région parisienne.

Ceci étant, la réutilisation des eaux usées par l'intermédiaire de l'eau fluviale va plus ou moins sans dire dans l'esprit des gens. Son envoi dans le sous-sol pour réalimenter les eaux souterraines par contre a fait naître leur méfiance jusqu'à il y a quelques années encore. Les bases de cette méfiance sont en partie d'ordre esthétique; en effet en 1973 encore il était dit dans le règlement allemand DIN 2000 relatif aux critères de qualité de l'eau potable que celle-ci devait être appétissante *d'après sa provenance*.

La situation dans les régions qui souffrent d'une pénurie d'eau a toutefois amené une modification des idées à ce sujet. Depuis quelque temps des études sont en cours en deux endroits sur l'infiltration d'eaux usées largement épurées et sur l'exploitation de la nappe ainsi réalimentée.

L'une de ces recherches est menée à Berlin, ville dont la situation géographique isolée justifie des actions particulières. L'autre est effectuée sur le bord de la fosse de la vallée du Rhin entre Mannheim et Francfort. Des abaissements importants de la nappe souterraine y imposent des actions particulières. Le Gouvernement a octroyé des subventions pour ces deux recherches.

Il s'agit d'abord de suivre très attentivement les possibilités et les conséquences d'une réalimentation des eaux souterraines par des eaux usées. Le point clé est une épuration poussée des eaux usées avant leur infiltration dans le sous-sol. Ceci est imposé également par la directive des Communautés Européennes relative à la protection des eaux souterraines contre la pollution causée par certaines substances dangereuses, directive en vigueur depuis 1979. L'application générale de ce procédé est certainement prématurée.

Voilà des réflexions sur trois points essentiels de l'optimisation des ressources en eau dans l'optique d'un service d'eau allemand. Une autre action, une meilleure utilisation des eaux de ruissellement par emmagasinement dans des bassins de retenue, est en Allemagne un problème dont se préoccupent les autorités responsables de l'aménagement des eaux. L'exécution de cette action est commencée.

Parallèlement, des études théoriques et essais pratiques des possibilités d'infiltrer aux endroits appropriés l'eau des crues survenant au niveau des ruisseaux ont été entrepris avec l'aide financière du Gouvernement. En outre une étude est en cours pour repérer en République fédérale les régions se prêtant à ces infiltrations d'eau de ruisseau.

Si les avantages de ces actions et recherches intéressent principalement l'aménagement des eaux en général, l'infiltration obtenue ne peut être que bénéfique pour l'approvisionnement en eau.

## Légendes des figures

- Fig. 1 Influences sur la quantité de l'eau souterraine et remèdes.
- Fig. 2 Influences sur la qualité de l'eau souterraine et remèdes.
- Fig. 3 Besoins en eau de la République Fédérale D'Allemagne.
- Fig. 4 Influence d'une année sèche sur la capacité des barrages (Ruhrtalsperrenverein) et le niveau de la nappe souterraine (nappe des sables de Haltern).
- Fig. 5 Usine d'eau de Haltern.
- Fig. 6 Niveau de la nappe et puisages dans la région de la Haard. Capacité du réservoir et apports reçus.
- Fig. 7 Utilisation possible de la nappe souterraine de la Haard.
- Fig. 8 Ressources en eau souterraine et puisages dans la région de la Haard.
- Fig. 9 Coupe hydrologique de la région de la Haard.
- Fig. 10 Recours à l'eau souterraine et à l'eau de surface au cours d'une période sèche l'usine de Haltern.
- Fig. 11 Importance relative de la réalimentation artificielle dans le volume total des eaux distribuées en différents pays.
- Fig. 12 Le Bassin versant de la Ruhr, avec les stations de captage et les volumes annuellement refoulés vers d'autres bassins.
- Fig. 13 Sites et importance des barrages de la Ruhr (Capacité JR, bassin versant, apports annuels SO, coefficient de stockage JR. 100/SO, type de barrage, hauteur).

# Optimisation of water resources

by Dipl.-Ing. Werner D. Schmidt

Gelsenwasser AG, Gelsenkirchen Federal Republic of Germany

In 1972, the Club of Rome discussed the results of the research work of Massachusetts Institute of Technology (MIT). It was in this connection that the most important term "Limits of Growth" developed.

This indication of the fact that our raw materials and resources are not inexhaustible applies also to water, or, more precisely, water of quality from which a first-class drinking water can be produced.

Two or three decades ago, the need to optimise water resources seemed to play an important part only in certain countries with unfavourable climatic conditions. That the optimisation of water resources is now one of the special subjects of the 1980 congress of IWSA is a clear sign of a radical change in the situation. The industrial countries in particular, blessed by nature with relatively rich and regular rainfall, contributed much to negative influences on the water resources available to them.

Some of the factors in this connection in the field of groundwater are shown in Figure 1.

REDUCTION BY RÉDUCTION PAR VERMINDERUNG DURCH	COUNTERMEASURES CONTRE - MESURES GEGENMASSNAHMEN
clogging of surface scellement de surface Oberflächenversiegelung	special building plans plans d'urbanisation visant un but gezielte Bebauungspläne
evaporation in gravel-pits évaporation en carrières de gravier Verdunstung in Kiesgruben	limitation of exploitation limitation d'exploitation Beschränkung der Ausbeutung
dewatering exhaure Wasserhaltung	special methods of construction méthodes de construction spéciales spezielle Baumethoden

Fig. 1

QUANTITY OF GROUNDWATER  
QUANTITÉ D'EAU PHRÉATIQUE  
MENGE DES GRUNDWASSERS

GELSENWASSER AG  
760521

Figure 1. Ground Water Quantity.

The development of our landscape by industry, real estate and new roads reduces the regeneration of groundwater and leads to an acceleration of the run-off of surface water. In the Federal Republic of Germany with an area of about 250000km<sup>2</sup>, about 335km<sup>2</sup> are required each year for such building projects.

When extracting resources from the ground, mainly sand and gravel, groundwater is exposed. In such cases, the evaporation of surface water has negative effects, and reduces the volume of groundwater. In the Federal Republic of Germany about 22km<sup>2</sup> of new water areas are exposed each year in this way.

A lowering of the water table is necessary for the construction of some large building projects. In order to do so, a considerable quantity of groundwater is withdrawn from the subsoil and taken directly to the surface. As an example, this withdrawal of underground water

amounts to 1200 million m<sup>3</sup> per annum in the brown coal open-cast mining project in the Erft area south-west of Cologne.

The straightening and canalisation of small water-courses speeds up the run-off of surface water and leads in some places to a lowering of the water levels in rivers. This causes again a lowering of groundwater levels and a consequent reduction of groundwater resources.

In addition to such reductions in quantity, there is also the risk and sometimes actual deterioration of the water quality (Figure 2). The removal of liquid and solid wastes, the effects of road traffic, the transport and storage of mineral oil products, agriculture and the extraction of raw materials and ground resources are accompanied by manifold problems. Taking all these effects into consideration, it is doubtful whether some water resources will be suitable for treatment to drinking water.

DANGER DANGER GEFAHR	CORRECTIVE MEASURES MESURES DE REMÈDE ABHILFEMAASSNAHMEN
sewage eaux usées Abwasser	sewerage canalisation Kanalisation
waste products, refuse déchets, immondices Abfallstoffe, Müll	selected sites of dumping grounds implantations pour dépôts d'ordures ausgesuchte Deponiestandorte
traffic trafic Verkehr	drainage, oil separator drainage, séparateur d'huile Entwässerung, Ölabscheider
products of mineral oil produits d'huile minérale Mineralölproukte	limitation of transport, building regulations limitation de transport, règlement des constructions Transportbeschränkung, Bauvorschriften
agriculture agriculture Landwirtschaft	information information Aufklärung
extraction of gravel extraction de gravier Kiesgewinnung	demarkation, research délimitation, recherches Abgrenzung, Forschung

Fig. 2

QUALITY OF GROUNDWATER  
QUALITÉ D'EAU PHRÉATIQUE  
GÜTE DES GRUNDWASSERS

GELSENWASSER AG  
760521

Figure 2. Ground Water Quality

Opposing this reduction in water quantity and water quality are demands for better quality as well as for higher water quantities. Examples are:

**Demands related to water quality:-**

- directives of the European Community either in force already or still in preparation, of which 7 have now or will have a direct or indirect influence on water quality;
- proposals of a Study Group appointed by the European Office of the World Health Organisation (1970);

**Demands related to water quantity:-**

- the water demands in the Federal Republic of Germany for the years 1974, 1980 and 1985 (Figure 3).

From this it can be seen that there are enough reasons to optimise present groundwater resources. However, will there be sufficient possibility to realise such an optimisation? Among the measures to be taken in this conjunction are examples in the Federal Republic of Germany:-

- conjunctive use of groundwater and surface water,
- groundwater recharge,
- re-use of water water.

	1975	1980	1985
Industry	11.58	12.38	13.29
Electricity Generating Plants	17.72	30.51	48.96
Domestic Water Demand	2.92	3.04	3.38
Other Demand	1.01	1.05	1.03
$\Sigma [10^9 m^3]$	33.23	47.00	66.66

Fig. 3

800121 Water Demand Federal Republic of Germany

Figure 3. Water Demand of the Federal Republic of Germany.

**Conjunctive use of surface water and groundwater to satisfy water demand in dry periods**

This heading includes not only the combined abstraction of groundwater and surface water practiced in many waterworks, but also the relief of one type of water source by the increased use of another type. This applies especially in dry periods, when the run-off of surface water is much reduced by lack of rainfall, and reservoirs are refilled only slowly. The groundwater level of large underground reservoirs reacts more slowly to deficits in rainfall and, above all, at a later time (Figure 4). This is clear from a comparison of the graphs of the levels of the reservoirs of "Ruhrtalesperrenverein" and of the groundwater level in representative reservoirs of the Haltern Sands, a wide and voluminous groundwater resource in the north of the industrial area on the right bank of the Rhine River during 1976 to 1978.

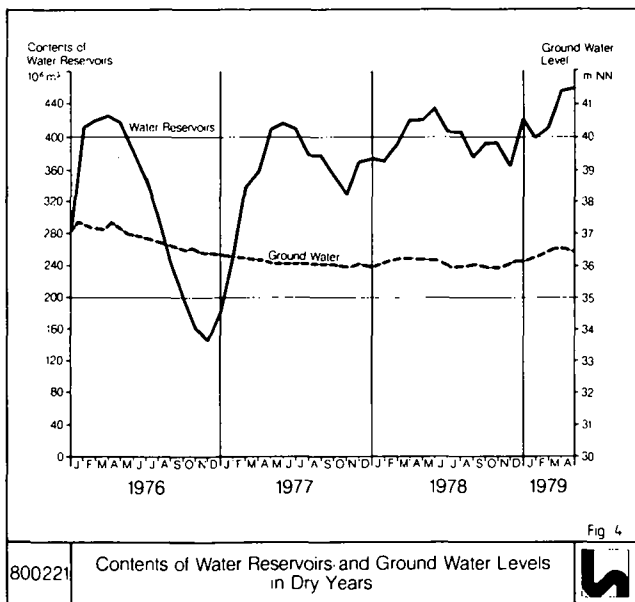


Fig. 4

800221 Contents of Water Reservoirs and Ground Water Levels in Dry Years

Figure 4. Contents of Water Reservoirs and Ground Water Levels in Dry Years.

Due to their large volume, down to a thickness of 200m, the Haltern Sands hold enormous groundwater resources. Due to their relatively large depth over wide areas, a lowering of the groundwater level for a longer

period can be carried out here without causing damage to the environment. Where the natural groundwater level lies so far below the surface that the roots of plants are above it, there will be no damage caused if the groundwater level is lowered additionally by increased withdrawals of groundwater.

Unlimited and uncontrolled withdrawals from groundwater resources should not be practiced, however. In the long run, the water balance between seepage and withdrawal must be equalised. Therefore, it is necessary to replace the missing quantities of water after a dry year, during which the groundwater resources were overstressed by increased withdrawals in following years.

This recharging can be done in two ways: restoration of the groundwater volume by reduced withdrawals, or artificial recharge of groundwater. To facilitate this, periods of higher rainfall following a dry year which increase the run-off of surface water, recommend themselves.

Such a measure is partly being practiced in the waterworks Haltern of Gelsenwasser AG, and is partly still in the course of planning (Figure 5). These waterworks are situated in the middle of the Haltern Sands. They have a capacity of about 120 million m<sup>3</sup>/a. During years with normal rainfall, about 25% of the quantity abstracted is natural groundwater but the majority is artificially recharged groundwater. To make available the volume of water necessary for groundwater recharge there is the small River Stever, a tributary of the River Lippe coming from the Münster Basin. To supplement the water withdrawn from rivers and brooks, Gelsenwasser AG is building two water reservoirs in the valley of the River Stever. Their present capacity amounts to about 25 million m<sup>3</sup>.

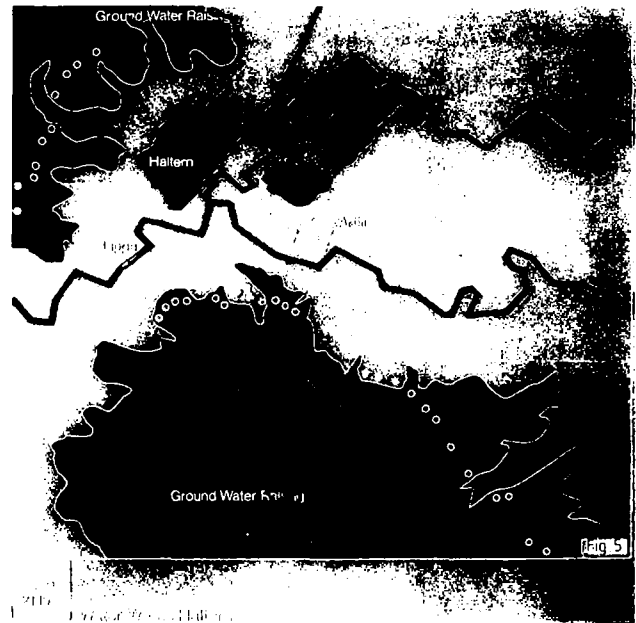


Figure 5. Waterworks in Haltern.

In dry periods neither the withdrawals from rivers and brooks nor the volume of water to be taken from reservoirs will be enough in the long run for groundwater recharge. In that case, there could be the need to abstract more than twice the naturally regenerating groundwater quantity over a longer period of time. This was successfully practiced during 1976 with 13 vertical wells (Figure 6). After 24 hours of increased water withdrawal, the original groundwater level had been lowered by an additional 4m by the end of 1976. By a drastic restriction of withdrawals from the natural groundwater during the first 6 months of 1977, the groundwater level rose again to its original position. The required demand for the population and industry could be met during this period by a higher groundwater recharge with the then ample supplies of surface water.

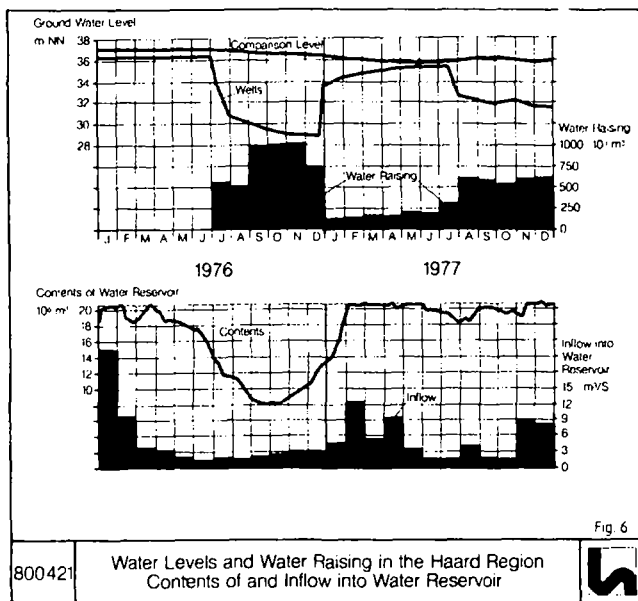


Figure 6. Water Levels and Water Raising in the Haard Region. Contents of and Inflow into Water Reservoirs.

This type of utilisation of groundwater is known as "withdrawal from water resources with natural regeneration".

A further stage of combination or, better still, of the mutual balance of groundwater and surface water, is the utilisation of groundwater resources over large areas. This can be much more effective than the use of only one series of wells.

The Haard region, an area without any buildings and used only for forestry on the Haltern Sands and of an extent of about 50km<sup>2</sup>, is distinguished by the depth and volume of groundwater resources (Figure 7). At the lower border of these groundwater resources there is the series of wells mentioned already (blue points). There is being examined at present the possibility of constructing 30 further vertical wells in this area (red points) and using these additional wells only in dry years, when the available surface water will not suffice for groundwater recharge. With an output of 125m<sup>3</sup>/hour, a total water volume of 600000m<sup>3</sup> could be abstracted from each well within 6 months.



Figure 7. Possible Utilisation of Ground Water in the Haard Region.

It was found from calculations that a 15m deep funnel would develop around each well which would overlap with the neighbouring funnel and cause a lowering of 3m at its border zones. The surface of the groundwater in the Haard region would then have the appearance of a quilt but a water well would take the place of the different buttons (Figure 9).

It should be possible to refill the empty groundwater spaces following withdrawal by using the same wells for seepage or absorption as were used originally for abstraction.

This can be done at a time when sufficient surface water is available. This method is called "withdrawal from water resources with artificial recharge".

Of course, the surface water is not infiltrated without treatment into the subsoil. On the contrary, the water will be taken to the seepage wells from reservoirs only after thorough clarification, i.e. flocculation, sedimentation, slow sand filtration and passage through soils, i.e. as an artificially recharged groundwater with the properties of drinking water.

About 16.5 million m<sup>3</sup> of groundwater can be abstracted additionally within a 6 month period by withdrawal from water sources with artificial recharge. The following figures (Figure 8) show how comparatively small this withdrawal really is.

Volume of the Water-filled Pore Area	60 m
effective Porosity for Water Intake	22 %
Ground Water Resources	500 · 10 <sup>6</sup> m <sup>3</sup>
Raising of Ground Water	
normal annual volume	11.0 · 10 <sup>6</sup> m <sup>3</sup> = 2.2 %
incl. withdrawal from resources with natural regeneration	20.7 · 10 <sup>6</sup> m <sup>3</sup> = 4.1 %
incl. withdrawal from resources with artificial recharge	37.2 · 10 <sup>6</sup> m <sup>3</sup> = 7.4 %

Fig. 8

Figure 8. Resources and raising of Groundwater in the Haard Region.

The area provided for this type of utilisation measures 37km<sup>2</sup> in extent. It comprises about 500 million m<sup>3</sup> of groundwater. The normal output of 11 million m<sup>3</sup> amounts to 2.2%. Together with the withdrawal from water resources with natural regeneration, 20.7 million m<sup>3</sup> or 4.1% are reached and, finally, normal water abstraction from water sources with both natural regeneration and artificial recharge amounts to 37.2 million m<sup>3</sup>, equal to 7.4% of the groundwater resources.

The small amount of this withdrawal from the natural groundwater conditions can be noted from a hydro-geological section through the Haard region (Figure 9).

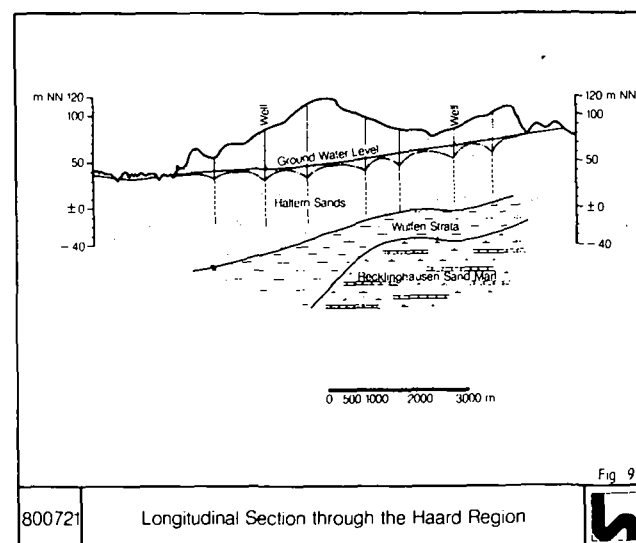


Fig 9

Figure 9. Hydro-Geological Section through the Haard Region.



- in order to raise the natural low water,
- to further improve, by means of dilution, the quality of Ruhr water.

It has thus been possible to secure, with a total reservoir capacity of 471 million m<sup>3</sup>, withdrawals of water amounting in peak years to more than 1 300 million m<sup>3</sup>, of which more than 400 million m<sup>3</sup> have been withdrawn.

A condition of doing so, however, is the very exact control of the available water volumes. This requires daily control of different parameters and leads, according to a subtle system, to the determination of the necessary amount of supplementary water from the reservoirs.

The artificial recharge of groundwater plays an important part in this connection. The slow sand filtration connected with this recharge and the subsequent passage through soil, with their biological purification of the water, creates a supplementary form of security to the quality of the water. The local pore space within the recharge area equalises short-term fluctuations in the water demand.

Taking all of these effects together, this seems to be an ideal optimisation of water resources.

### **Re-Use of waste water**

Waste water from households and industry is just as much a component of our water balance as rainfall, seepage and natural run-off. As part of the river water it participates in the public water supply as a result of the use of surface water.

This is made clear by the above mentioned example from the Ruhr district. However, thorough purification of waste water will be necessary in order to accept the re-use of waste water without any risk. In this respect, special demands will have to be placed time and again on the treatment of water. In this connection reference is made to the excellent installations in the city of Paris and its environs.

Nowadays, the re-use of waste water is more or less a matter of course in areas where river water is used for drinking water. An increase in groundwater by the admission of waste water into the subsoil was regarded

until recently as a rather doubtful measure. This may have been due partly to aesthetic reasons as the 1973 German Standard Regulation DIN 2000 stated that drinking water ought to be appetising *with regard to its origin*.

The situation in areas of scarce water resources brought about a general change in thinking. For some time, research work has been carried out by two institutes to infiltrate waste water a second time after a thorough purification and then raise it again to the surface.

One of these projects is in Berlin, which justifies such special measures owing to its island-like situation. The other project is at the border of the Rhine Valley between Mannheim and Frankfurt. There, considerable lowering of the groundwater required unusual measures. Both projects are supported financially by contributions from the Federal Government.

The first target is to follow up intensively the possibilities and consequences of groundwater recharge with waste water. Priority is given to a thorough purification of waste water prior to its entry into the subsoil. This is demanded also by the Directive of the European Community, in force since 1979, relating to the protection of groundwater against fouling by certain dangerous materials. A general application of this process, however, is not yet called for. Very briefly there are three other important measures to optimise water sources used by German waterworks. One of these, from the better utilisation of the run-off from rainwater by storing it in storage basins, is the responsibility of the local water economic authorities. They have begun to apply this measure in practice.

Parallel with this there are theoretical studies and practical trials, with financial aid from the State, into the possibilities of infiltrating, at suitable points, high water run-offs from brooks. In addition, a study is being carried out to find suitable areas for such infiltration from brook water in the Federal Republic of Germany.

The use of such measures is essentially of a general water-economical nature, and it is hoped that the public water supply will benefit from such infiltration of high water run-offs.



## Rapport spécial 5

# Nouveaux progrès dans l'élimination des matières organiques

par I. H. Suffet

Environmental Studies Institute, Drexel University, Philadelphia PA 19104

P. R. Cairo

Philadelphia Water Department, Philadelphia PA 19107

M. J. McGuire

Metropolitan Water District of Southern California, Laverne Cal 91750

## Introduction

De nombreuses eaux superficielles ou souterraines distribuées aux Etats Unis contiennent des composés organiques qui peuvent être cancérigènes ou poser d'autres problèmes pour la santé humaine. Pour d'autres composés également présents dans les eaux potables, ou bien leur identification spécifique n'a pas encore été faite, ou bien la détermination de leurs effets sur la santé humaine n'est pas encore achevée. A présent, les composés sanitaires préoccupants sont certaines matières organiques de synthèse et les composés produits lors de la désinfection des eaux potables. Jusqu'à présent, aux Etats Unis, on n'a établi de normes que pour six pesticides<sup>1</sup> et les trihalométhanes<sup>2</sup>.

Le tableau 1 est une compilation des composés que l'on peut trouver dans l'eau potable dont on sait qu'ils peuvent être dangereux pour la santé<sup>1-6</sup>. Cette liste est établie d'après les données rassemblées par l'Académie nationale des sciences des Etats Unis (Comité de l'eau potable saine), l'Institut national du Cancer et un Comité de scientifiques chargé de la liaison des recherches interministérielles du Gouvernement des Etats Unis. Cette liste inclut dix corps pour lesquels les normes américaines de l'eau potable fixent un niveau maximum de contaminant (NMC). Il est à prévoir que d'autres normes seront mises au point à partir de cette liste.

Tableau 1 (Page G7)

Le tableau 1 présente certains des corps organiques spécifiques qui ont été jusqu'à présent identifiés dans l'eau potable. Mais on estime que l'on n'a identifié qu'environ 10% en poids du total des corps organiques présents dans l'eau potable. La matière organique à haut poids moléculaire, composée principalement des substances humiques naturellement présentes dans l'eau, constitue la plus grande partie du reste de ces corps organiques. Une fraction de ces substances à haut poids moléculaire est formée de précurseurs qui peuvent réagir avec les désinfectants pendant le traitement pour produire des sous-produits comme il est démontré pour la chloration<sup>7,8</sup> et l'ozonation<sup>9,10</sup>. Certains de ces sous-produits peuvent avoir des effets sanitaires<sup>4</sup>.

## Procédés unitaires de traitement de l'eau pour l'enlèvement des composés organiques

L'élimination des traces de matière organique à la station de traitement est l'un des problèmes les plus difficiles pour les services d'eau. Comme les types et les concentrations des composés organiques peuvent varier suivant les endroits et suivant les saisons, des essais au laboratoire et en pilote de l'eau à traiter

sont apparemment nécessaires. Cependant des directives générales ont été rédigées pour différents problèmes. (Par ex., emplacements où la présence de produits chimiques organiques de synthèse sont le problème primaire, Philadelphie, Pennsylvanie, U.S.A., ou emplacements où les haloformes sont le problème primaire, Californie du Sud, U.S.A.).

Le tableau 2 donne la liste des procédés unitaires de traitement pour l'élimination ou la transformation des composés organiques.

Tableau 2 (Page G7)

L'étude de chacun de ces procédés et combinaison de procédés ne cesse de progresser. Le traitement optimal sera obtenu par une combinaison de plusieurs procédés unitaires de traitement travaillant simultanément. Un intérêt spécifique s'attache aux études récentes pour restreindre la formation d'haloformes dans l'eau potable en réduisant le pH du traitement, en déplaçant et en restreignant la chloration et en favorisant l'élimination des précurseurs organiques par coagulation-décantation et filtration<sup>11,12</sup>. Un autre exemple d'optimisation des traitements unitaires combinés est la préoxydation avant les lits de charbon actif granulaire (CAG) pour accentuer l'élimination des matières organiques totales sur ces lits<sup>13</sup>.

La figure 1 donne trois arrangements de procédés unitaires pour l'élimination des composés organiques par chloration, charbon actif et coagulation-décantation-filtration. L'emploi du charbon actif en poudre (CAP) figurant sur le premier schéma se poursuivra pendant quelque temps pour réduire les problèmes de goût et odeurs. L'adsorption des matières organiques par le CAP est limitée par la faible dose de CAP actuellement utilisée (2-5 mg/l).

Dans le schéma 2, du CAG remplacera le sable dans un filtre rapide. Ce procédé est efficace pour retenir les substances à haut poids moléculaire et celles qui donnent goût et odeurs. Mais la brièveté du temps de contact amènera une percée rapide des substances mal adsorbées qui sont une menace pour la santé.

Figure 1. Disposition des processus de traitement unitaires pour l'élimination des composés organiques. (Page G8)

La chloration doit suivre le processus d'adsorption comme le montre ce schéma. Cette disposition réduit significativement la production de trihalométhane. Malheureusement, l'absence de l'étape de préchloration peut amener des problèmes de goût et odeurs et la croissance d'organismes nuisibles dans la station de traitement.

Le troisième schéma de la figure 1 peut

incontestablement être le meilleur pour beaucoup de stations de traitement de l'eau. Dans cet arrangement, la préchloration doit être minimisée pour limiter la formation de trihalométhanes tout en assurant une certaine désinfection qui protège les traitements subséquents. L'adsorption sera plus efficace comme processus séparé suivant la filtration. Pour éviter que le processus d'oxydation n'interfère directement avec l'adsorption, un préfiltre ou "filtre dégrossisseur" de CAG peut être placé au point "x". Le filtre dégrossisseur doit être conçu pour fonctionner avec un bref temps de contact afin d'enlever simplement le chlore contenu dans l'influent et protéger la colonne de CAG contre les fortes concentrations en MO à haut poids moléculaire. Le filtre dégrossisseur peut ne pas avoir à être régénéré tant que le chlore résiduel ne perce pas la colonne; ainsi on obtient une plus longue vie d'exploitation que pour une colonne calculée pour la percée de matières organiques mal adsorbées.

Dans tous ces schémas, les processus de charbon actif bénéficient d'une réduction de la charge organique sur l'unité d'adsorption grâce à l'élimination des matières organiques par les autres méthodes de traitement. L'optimisation des processus de coagulation décrite par Fiessinger et Bersillon<sup>14</sup> est l'une des méthodes pour atteindre ce but.

En résumé, il n'y a pas d'arrangement unique des divers procédés de traitement pour éliminer les traces de matières organiques de l'eau potable. Pour chaque service d'eau, le meilleur arrangement dépend des concentrations et des types de matières organiques présentes, du plan de la station existante et de l'étendue et de la philosophie de la réglementation. La surveillance de l'efficacité des procédés unitaires exige des analyses de laboratoire poussées pour caractériser pleinement leur effet sur les matières organiques dangereuses pour la santé.

## Etudes de cas: états unis

Comme chaque service d'eau a ses problèmes particuliers, nous décrivons deux situations différentes dans la perspective actuelle des Etats Unis. En Californie du Sud, l'accent a été mis dans la recherche sur l'élimination des précurseurs afin de minimiser la formation de trihalométhanes et d'organiques chlorés à haut poids moléculaire. Avec une limite de 0,10 mg/l de trihalométhane total et le souci des matières organiques à haut poids moléculaire à chlore substitué, les études de traitement en pilote et à grande échelle ont été conduites vers l'élimination des précurseurs. L'accent a été mis dans ces études sur des combinaisons de processus unitaires de coagulation et d'adsorption (utilisant du charbon actif en poudre) tenant compte de l'impact des processus unitaires d'oxydation. En raison des grandes distances de transport de l'eau, du grand nombre de réservoirs à longue durée de rétention et de la nature des précurseurs chloro-organiques présents, on rencontre certains problèmes de traitement très difficiles.

Pour la ville de Philadelphie, Pennsylvanie, la meilleure technique de traitement possible pour l'élimination des corps organiques de synthèse dans l'eau potable est l'adsorption sur une phase solide telle que le charbon actif granulé ou les résines. Les études à ce jour ont montré que cette approche est très efficace pour éliminer une large gamme de corps organiques de poids moléculaire élevé ou moyen, mais qu'elle est techniquement et économiquement impraticable pour éliminer les traces de composés volatiles à faible poids moléculaire comme les haloformes. Des recherches actives sont actuellement en cours pour combiner l'adsorption avec d'autres procédés unitaires classiques comme l'aération, la clarification et la filtration

afin d'obtenir un traitement optimal pour l'élimination de tous les types de matières organiques de synthèse. Par exemple des études sur station pilote à Philadelphie examinent l'effet d'une charge organique variable sur des contacteurs à CAG placés après les filtres (post contacteur). Ces études évaluent les méthodes combinant l'ozonation et l'aération pour favoriser les croissances biologiques sur le CAG.

## L'expérience du Metropolitan Water District de Californie du Sud

Le Metropolitan Water District (MWD) de Californie du Sud est un organisme public et municipal de l'Etat de Californie qui fournit en gros un supplément d'eau par 27 agences membres (villes et districts des eaux) à près de 12 millions de personnes sur 13000 km<sup>2</sup> (4900 mi<sup>2</sup>) dans la plaine côtière du Sud de la Californie (Figure 2). La moitié environ de cette eau supplémentaire, 860 millions de m<sup>3</sup> (700000 acres-pieds) est amenée par un aqueduc de 385 km (240 mi) de long du Colorado. Les premières livraisons d'eau du Colorado ont commencé en 1941. En outre, le MWD a souscrit un contrat pour recevoir annuellement 2400 millions de m<sup>3</sup> (2 millions d'acres-pieds) du Nord de la Californie par les 705 km (440 mi) de l'adduction du State Water Project. Les premières livraisons de cette eau ont eu lieu en 1972.

Figure 2. Le réseau de distribution du Metropolitan Water District (Page G9)

Le MWD traite ces eaux brutes reçues dans cinq stations dont la capacité nominale est de 65,7 m<sup>3</sup>/s (1500 MGD). Une extension de 4,4 m<sup>3</sup>/s (100 MGD) de la station filtrante R.A. Skinner est à l'étude. Une partie importante de l'eau distribuée en Californie du Sud vient de nappes souterraines locales qui sont alimentées par les pluies d'orage et par réalimentation artificielle. Ces eaux souterraines sont gérées par les divers services d'eau de la région. Le MWD n'a pas de captages d'eau souterraine.

Le but de cette étude de cas est de relater l'expérience d'un grand service d'eau de l'Ouest des Etats Unis dans ses efforts pour contrôler la présence de traces de composés organiques, spécialement les trihalométhanes, dans l'eau distribuée à ses consommateurs. La figure 3 donne l'historique de chacun des éléments du cas MWD incluant les études de faisabilité et les phases de mise en oeuvre du projet<sup>15</sup>.

Figure 3. Historique du cas de Metropolitan Water District de Californie du Sud. (Page G10)

### Le problème du trihalométhane

Le tableau 3 donne la statistique des teneurs en trihalométhane total (TTHM) dans le réseau de distribution du MWD en 1979.

Tableau 3 (Page G9)

Pour les 37 points de prise d'échantillon, la moyenne annuelle a été de 102 microgrammes par litre ( $\mu\text{g}/\text{l}$ ) avec des extrêmes de 37 à 108  $\mu\text{g}$  et une déviation standard de 28,6. Le niveau maximum du trihalométhane total (TTHM) a été fixé à 100  $\mu\text{g}/\text{l}$ , mais il ne sera pas en vigueur avant le 29 novembre 1981<sup>2</sup>.

Les points de prise d'échantillon ont été choisis en fonction du pourcentage de mélange et de la direction de l'écoulement à travers le réseau de distribution, incluant des emplacements le long des divers feeders, les extrémités des conduites actives, des points avant et après mélange, et les influents et effluents des réservoirs d'eau traitée. La plupart des points choisis étaient des points réguliers de prise d'échantillons pour la bactériologie et le chlore

résiduel. Des échantillons sont pris à un certain nombre d'ouvrages de contrôle de pression sur des feeders où n'existaient pas de robinets de prise d'échantillon réguliers. Le réseau du MWD était divisé en trois sections qui étaient inspectées tous les trois jours. Pour obéir à la réglementation sur le TTHM, la prise d'échantillons est maintenant effectuée chaque jour.

Il faut noter que les emplacements considérés comme représentant l'extrémité du réseau de distribution n'avaient pas nécessairement la plus haute teneur en TTHM. Cela est dû à la complexité du réseau de distribution et aux demandes variables des 27 agences membres (voir figure 2).

De nombreux facteurs commandent la formation des TTHM dans une eau particulière. Ils comprennent notamment:

- *la température et le pH.* A températures et pH plus élevés, la vitesse de formation des TTHM augmente.
- *l'origine de l'eau.* Les différentes sources ont des teneurs différentes en précurseurs.
- *la configuration du réseau.* La durée du séjour dans le réseau influence la teneur en TTHM. Un temps de contact plus long avec le chlore entraîne une teneur plus élevée en TTHM.
- *la dose de chlore.* Une dose de chlore plus élevée entraîne une teneur plus élevée en TTHM.

Il est ressorti des premières mesures qu'il se forme plus de trihalométhanes dans le State Water Project (SWP) que dans l'adduction du Colorado (CRW) dans les mêmes conditions de température, de dosage de chlore et de temps de contact. Ces observations ont été confirmées par les études en laboratoire. En janvier 1979, l'eau prise à des emplacements recevant 100% de SPW avait une teneur plus élevée que les points équivalents recevant un mélange d'eaux. En avril, la part de SPW dans les effluents des stations Weymouth et Diemer (20%) était beaucoup plus faible qu'en janvier (40%); cependant, beaucoup de points avaient en avril une teneur en TTHM plus forte qu'en janvier. En outre, la température moyenne de l'eau en avril a augmenté de 3 à 4°C, ce qui est un facteur d'augmentation des teneurs en TTHM. En juillet, la teneur en TTHM des eaux mélangées a augmenté significativement. La température de CRW a augmenté de 10°C sur janvier tandis que le mélange à Weymouth et Diemer passait à 40% de SPW. En juillet, la région desservie par la station Jensen a augmenté, et la demande en eau a été plus importante. Il s'est formé moins de TTHM dans la région desservie par la station Jensen que dans les emplacements similaires de prise d'échantillon en avril. Ce changement est apparemment le résultat d'un temps de contact plus bref, car la température de l'eau n'avait pas changé. En novembre, la moyenne trimestrielle de la teneur en TTHM est descendue de 17 µg/l par rapport à juillet. Le mélange à Weymouth et Diemer est resté le même (40% de SPW); mais la température de l'eau dans le réseau était descendue de 5 à 6°C.

D'après ces observations, il apparaît que beaucoup des agences et sous-agences desservies par le MWD auront des difficultés à respecter la teneur maximale de 100 µg/l de TTHM. Les agences qui auront des problèmes comprennent:

- celles qui reçoivent l'eau après que celle-ci ait séjourné pendant un temps significatif dans le réseau du MWD, et qui utilisent exclusivement cette eau, qu'elles rechlorent ou non;
- celles qui rechlorent et mélangent l'eau traitée du MWD avec leurs eaux d'origine locale qui ont de fortes teneurs en précurseurs;

- celles qui sont relativement proches des stations de traitement du MWD et qui rechlorent et/ou conservent l'eau traitée dans leurs réseaux pendant plus d'une semaine.

Comme le MWD reçoit son eau brute de deux sources principales, il est nécessaire de connaître la présence de substances précurseurs de trihalométhane pour établir efficacement les stratégies de contrôle. En conséquence, un programme de mesures a été mis en route pour déterminer la présence de ces substances dans les eaux du Colorado (CRW) et du State Project Water (SPW). Les figures 4 et 5 donnent les résultats des expériences de production de TTHM pour les échantillons pris dans le SPW et le CRW en octobre 1979. Il en résulte que la production des TTHM atteint un équilibre et que le SPW a un plus haut potentiel en TTHM que le CRW. Ces résultats sont renforcés par les chiffres du tableau 4 qui donne le plateau ou potentiel maximal en trihalométhane pour les six points de prise d'échantillon étudiés en octobre.

Figure 4. Production de trihalométhane au Devil Canyon (SPW) (Page G11)

Figure 5. Production de trihalométhane à la station de tête du Lake Mathews (CRW)(Page G11)

#### Tableau 4 (Page 5)

Les résultats du Sacramento River à Hood sont également intéressants. Ils présentent des teneurs significativement inférieures en THM substitués du brome que les autres échantillons du SPW. La raison paraît être que les autres échantillons sont pris dans des régions soumises à intrusion d'eau de mer, où l'on trouve un fond de teneurs élevées en brome.

L'eau actuellement envoyée dans le sud est représentée par les échantillons numérotés 2 à 4. Si l'on construit le "Canal périphérique" proposé dans un projet de loi récent pour la Californie, il est supposé que l'eau représentée par l'échantillon numéro 1 sera disponible pour le MWD.

Les stratégies qui seraient efficaces pour contrôler les trihalométhanes sont:

- changer la source d'eau brute pour que l'on y trouve moins de précurseurs et/ou de brome;
- modifier les procédés de désinfection ou ajouter un procédé d'adsorption.

Il semble que la première stratégie peut être utilisée dans une certaine mesure par le MWD. L'emploi maximal d'eau du Colorado aurait un impact certain sur les teneurs en TTHM de l'eau livrée aux agences membres. Pendant que les alternatives de traitement sont étudiées en détail, il pourrait être possible d'utiliser une forte proportion d'eau du CRW pour laquelle il y aura un excès de disponibilité pendant plusieurs années. A long terme, une solution de traitement combinée avec l'utilisation du Canal périphérique pour amener l'eau du Sacramento dans le sud de la Californie peut fournir la réponse ultime.

Comme le montre la figure 3, il y a eu des études préalables pour évaluer la capacité de stations de traitement à échelle industrielle d'éliminer les précurseurs et de modifier les processus de chloration

Figure 6. Points de prise d'échantillons et de chloration pour la station R.B. Diemer (Page G12)

pour réduire la formation de TTHM. La figure 6 montre les points de prise d'échantillon et de chloration pour l'étude de la station filtrante R.B. Diemer<sup>6</sup>. La conclusion de cette étude est que le fait de déplacer le point de chloration ne change pas significativement la

teneur en THM dans le réseau de distribution. Une raison majeure pour cela est que les traitements classiques appliqués n'éliminent pas effectivement les précurseurs de THM. On a obtenu des résultats similaires pour la station J. Jensen. Ces observations concordent avec celles de Symons et Stevens<sup>17</sup>. D'après ces résultats, on a entrepris des essais sur modèle pour évaluer les adsorbants et les alternatives de désinfectants pour lutter contre les THM. Ces essais sur modèle seront utilisés pour fixer les paramètres d'exploitation d'une station pilote presque achevée. La première phase du travail en pilote sera d'établir un modèle des processus de traitement de l'eau actuels, pour que les techniques avancées de traitement de l'eau à étudier pendant la phase 2 puissent être testées sur une eau influente représentative. Il est probable qu'après la phase 2, les essais en pilote se poursuivront par les phases de mise en route et d'optimisation.

On a calculé en juillet 1978 que l'installation d'un traitement complet au charbon granulé (CAG) dans les stations de traitement du MWD coûterait environ 181 millions de dollars. Il y a évidemment des alternatives plus économiques que le CAG et elles vont être soigneusement estimées. Il peut être particulièrement intéressant d'utiliser du chlore résiduel au lieu de chlore libre dans le réseau de distribution<sup>18</sup>. Le Service de santé de la Californie a déjà donné à un service d'eau de l'Etat l'autorisation d'utiliser des chloramines à condition qu'il y ait un temps de contact d'au moins dix minutes avec du chlore libre en un point quelconque du processus de traitement.

L'EPA a fait connaître son intention, dans le préambule à la réglementation sur les THM<sup>2</sup>, de réduire éventuellement la teneur maximale polluante pour les THM à 10-25 µg/l. Si cela se produit, il pourra être impossible de respecter cette limite maximale réduite, en raison de la réaction rapide entre les précurseurs de l'eau du MWD et le chlore libre exigé par l'Etat.

La mise en oeuvre d'une technique de traitement du THM a une allure accélérée sera nécessaire pour atteindre la norme de 100 µg/l au 29 novembre 1981. On espère que des mesures temporaires telles que l'emploi maximum de l'eau du Colorado pauvre en précurseurs et en brome donnera un certain délai pour étudier les alternatives et mettre en oeuvre la solution la plus économiquement efficace.

## L'expérience de Philadelphie

Ce chapitre discute l'étude et les résultats d'exploitation d'une station pilote (Figure 7) de dispositifs d'adsorption sur charbon actif utilisés pour le traitement de l'eau de la Delaware à Philadelphie. Cette expérience est présentée dans le contexte de considérations chimiques et biologiques qui doivent être fondées en un projet d'ingénieur pour construire et exploiter une installation de charbon actif granulé.

Figure 7. La station pilote du service des eaux de Philadelphie (Page G13)

## La Delaware à Philadelphie

La Delaware à Philadelphie est un estuaire dans lequel plus de 11 municipalités et 360 industries déversent leurs eaux usées. Un effort massif a déjà été fait pour améliorer le traitement de ces eaux usées et la meilleure technologie économiquement réalisable pour le traitement des résidus toxiques sera imposée à 21 catégories industrielles en 1983<sup>19</sup>. Mais des traces de composés organiques continueront à être présentes dans l'eau de la Delaware en raison de leur rejet par les stations d'épuration

modernes aussi bien que des déversements accidentels et des sources non-ponctuelles. Sur cette rivière, le service des eaux de Philadelphie exploite la station de Torresdale, de 18,5 m<sup>3</sup>/s (423 MGD) de capacité, qui alimente environ un million de personnes. La figure 8 illustre les études réalisées à Philadelphie pour le traitement des matières organiques.

Figure 8. Historique du cas de Philadelphie. (Page G13)

## Considérations chimiques et biologiques

Le tableau 1 montre les groupes chimiques qui ont été pris en compte dans l'étude des installations à base de CAG à Philadelphie. Dans l'eau potable de Torresdale, on a trouvé au cours de huit campagnes d'étude réalisées entre le 2 février 1975 et le 3 janvier 1977<sup>20</sup> cent seize composés différents y compris quarante isomères (par ex. isomères du xylène). Les corps fréquemment identifiés en concentrations supérieures à 1 µg/l sont le chloroforme et le dichlorobromométhane. On peut les suivre par les courbes de percée discutées ci-dessous. Les corps périodiquement identifiés à ce niveau comprennent dibromochlorométhane, 1,2dichloroéthane, 1,2dichloropropane, trichloréthylène, toluène et diacétone-L-sorbose. Le teneur en la plupart des 116 composés détectés s'est révélée très variable au cours des analyses composites hebdomadaires<sup>20</sup>. On peut suivre ces composés par comparaison de profils de chromatographie gazeuse comme indiqué ci-dessous.

Le charbon actif granulé utilisé pour le traitement de l'eau potable s'est montré être un support idéal pour les bactéries. La plupart de ces bactéries se retrouvent habituellement dans le sol et dans l'eau et sont pour la plupart chimiorganotrophes saprophytes<sup>20</sup>. Les coliformes totaux ne se sont pas montrés proliférer sur les adsorbants à CAG et n'ont pas été récupérés dans leurs effluents. Cette flore microbienne qui s'établit dans les adsorbants à CAG représente un potentiel de danger inconnu pour la santé et doit être soigneusement examinée. Les organismes pathogènes et pathogènes opportunistes sont les plus inquiétants, suivis par les endotoxines (complexes de protéines-lipoglycides produites dans les parois des cellules des bactéries gram-négatives aérobies) et par une flore de microbes chloro-résistants qui pourrait amener des problèmes de recroissance, de goût et d'odeurs et de demande en chlore dans le réseau de distribution.

## Evaluation technique

Les considérations chimiques et biologiques soulignées ci-dessus doivent être optimisées pendant les études en grandeur réelle des adsorbants à CAG. A Philadelphie, cette procédure a été appliquée au programme d'essais en station pilote illustré par la figure 8.

L'approche adoptée pour contrôler l'efficacité du traitement d'adsorption mérite aussi considération soignée. Les caractéristiques importantes figurent au tableau 5<sup>22</sup>.

Tableau 5 (Page G12)

Les caractéristiques de l'influent sont en réalité valables pour tout traitement unitaire. La variabilité de l'ensemble des composés organiques dans l'influent affecte le rendement du traitement. Il est nécessaire de procéder à une prise d'échantillons composite en ligne complétée par des prélèvements de l'influent et de l'effluent. Cela est particulièrement important avec le CAG car la variabilité de l'influent amène des conflits d'adsorption, ré-équilibre et désorption.

Quatre mécanismes dans l'exploitation d'une

colonne de charbon actif sont importants:

- *la percée* est la première apparition de quantités substantielles d'un composé dans l'effluent; elle indique une adsorption incomplète.
- *l'épuisement* survient quand les concentrations d'un composé dans l'influent et dans l'effluent deviennent égales; il indique que, dans les conditions du moment, les phases solides et liquides sont en équilibre.
- *la compétition* implique le déplacement d'un composé dans les couches inférieures du lit ou dans l'effluent sous l'influence d'un autre composé (ou d'une combinaison de composés) qui est rendu plus facilement adsorbé soit par une affinité intrinsèque importante pour la phase solide, soit par une concentration importante.
- *le ré-équilibre* peut se produire quand la concentration en un élément de l'influent diminue rapidement, laissant ce qui est adsorbé sur la phase solide en déséquilibre avec la phase liquide. Suivant l'état de charge de la colonne, le ré-équilibre peut aboutir au transfert d'une partie de la charge vers le bas dans la colonne, ou au rejet d'une partie du composé dans l'effluent. Ce processus se poursuivra jusqu'à ce qu'un nouvel équilibre soit atteint.

On ne trouve probablement qu'au laboratoire des processus de ré-équilibre purs, commandés seulement par les gradients de concentration du composé affecté, car dans une colonne en service tous les équilibres sont obtenus au milieu de nombreux composés compétitifs et la désorption de ré-équilibre de l'un d'eux sera "compétitivement aidée". Il en résulte que les mécanismes de ré-équilibre intéresseront généralement aussi un composant compétitif.

On définit l'effet chromatographique comme toute occasion où la concentration dans l'effluent est plus grande que dans l'influent, comme l'a montré McGuire<sup>23</sup>. Le déplacement et le ré-équilibre peuvent tous deux amener des concentrations dans l'effluent plus grandes que la concentration dans l'influent du corps affecté.

Deux méthodes différentes de contrôle de la station pilote peuvent être utilisées pour rechercher des composés organiques spécifiques. La première porte sur certains composés choisis en raison de leur effet sur la santé. Des méthodes analytiques quantitatives spécifiques ont été utilisées par Purge et Trap<sup>24</sup>, l'analyse de composés spécifiques, spécialement ceux qui étaient présent à plus de 1 µg/l.

La seconde méthode est une procédure de "tamisage" général pour détecter les composés organiques non-polaires à faible poids moléculaire. La présence de ces composés dans l'influent est variable et leur teneur est généralement inférieure ou égale à µg/l. Pour mesurer ces composés, on utilise une procédure de tamisage par chromatographie gazeuse après collecte d'un échantillon composite sur résine ou en extracteur continu liquide-liquide. La procédure de tamisage consiste en une analyse qualitative avec évaluation quantitative subséquente des constituants trouvés. La méthode de tamisage produit des profils chromatographiques qui sont alors repris par un programme de tracé d'ordinateur<sup>25</sup>. Chaque profil chromatographique contient le groupe complexe des traces de matières organiques présentes dans l'eau extraite et représente les "empreintes digitales" de l'échantillon. Quand on a tracé de cette manière un certain nombre de profils, on peut comparer tous ces profils chromatographiques. Cette identification GC/MS aide à déterminer les ressemblances et les

différences observées entre les profils.

#### a. Résultats observés pour les composés >1 µg/l

Pour les composés dont la concentration est supérieure à 1 µg/l, formés lors de la chloration ou uniformément présents dans l'eau de la Delaware, le résultat du mécanisme d'adsorption peut être évalué par les courbes de percée (graphique en fonction du temps de la teneur dans l'effluent).

Figure 9. Courbes de percée du chloroforme, TCLV = 15 minutes. (Page G14)

La figure 9, qui est une courbe typique de percée du chloroforme obtenue lors d'une étude en pilote sur CAG régénéré<sup>26</sup>, montre que ce corps traverse ces colonnes de 15 minutes de temps de contact à lit vide (TCLV) le 42ème jour et que tout le charbon actif est épuisé à son égard le 99ème jour, où l'effluent reproduit la concentration de l'influent. La figure 10 montre que dans ces mêmes colonnes de CAG, le carbone organique total (COT) atteint un plateau après environ 50 jour d'exploitation, quand la décomposition des matières organiques est assez prononcée pour amener un équilibre entre l'eau à traiter et l'élimination interne du COT dans la colonne. Cet équilibre peut être temporairement détruit si la composition de l'influent change, mais après une période de réajustement, un nouveau plateau est atteint. La croissance biologique sur les colonnes de CAG a été décrite plus en détails par McElhaney et McKeon<sup>21</sup>.

Figure 10. Courbes de percée du COT, TCLV = 15 minutes. (Page G14)

Ainsi les différentes zones de performance peuvent être définies pendant l'exploitation de colonnes de CAG à 15 minutes de TCLV: la percée de mg/l de COT atteint l'équilibre en 50 jours, la percée de µg/l de chloroforme débute à 42 jours et se poursuit jusqu'à ce que l'épuisement survienne à 99 jours et la percée de < µg/l d'autres composés organiques est discutée ci-dessous.

#### b. Résultats observés pour les composés ≤1 µg/l

Pendant les deux périodes décrites pour l'adsorption du chloroforme et du COT, beaucoup de traces de matière organique non-polaire dangereuse pour la santé commencent également à percer à travers la colonne de CAG, les composés de plus faible poids moléculaire perçant les premiers. Après le 100ème jour (14ème semaine), la percée du chloroforme étant complète et le COT ayant atteint son point d'équilibre, les traces de matière organique non-polaire à poids moléculaire moyen et élevé dangereuse pour la santé sont les plus intéressantes. Comme exemple de la façon dont ces matières organiques varient après 14 semaines, nous allons discuter les résultats de la procédure de tamisage des résultats de la chromatographie gazeuse de la même étude sur pilote avec du CAG régénéré.

La détermination des matières organiques présentes dans les influents et effluents de la colonne était effectuée à l'aide de profils "pointus" reconstitués par ordinateur. Chaque pointe de ces profils représente un pic chromatographique. Les pointes sont représentatives des concentrations relatives et permettent des interprétations comparatives. Les profils pointus sont préférables aux chromatogrammes réels car ils réduisent les données à une taille physique manipulable, et permettent des comparaisons visuelles rapides de la présence d'un composé et de sa teneur relative à l'intérieur d'un chromatogramme ou entre plusieurs<sup>27</sup>.

Figure 11 A. Chromatogramme au dessous de nonane ( $C_9$  alkane) des influents à la station pilote et des effluents des colonnes contenant du CAG vierge et divers charbons régénérés pour les 14, 16 et 17<sup>èmes</sup> semaines. (Page G15)

Figure 11 B. Chromatogramme au dessus du nonane ( $C_9$  alkane) des influents à la station pilote et des effluents des colonnes contenant du CAG vierge et divers charbons régénérés pour les 14, 16 et 17<sup>èmes</sup> semaines. (Page G16)

La figure 11 A et B donne les résultats d'une étude pilote comparant du CAG vierge et régénéré<sup>26</sup> pour les 14<sup>ème</sup> (17 février 79), 16<sup>ème</sup> (2 mars 79) et 17<sup>ème</sup> (9 mars 79) semaines. Pour chaque semaine, les chromatogrammes reconstitués à l'ordinateur des influents et effluents de chaque colonne contenant du charbon vierge ou régénéré apparaissent sur ces figures.

L'inspection de ces figures montre immédiatement une différence: les effluents de la figure 11 A sont beaucoup plus chargés en matière organique que ceux de la figure 11 B. Comme le temps de rétention sur une phase non-polaire de chromatographie gazeuse (SP2100) est un indice approximatif du point d'ébullition et du poids moléculaire, cela illustre le fait déjà noté<sup>27</sup> que les colonnes de CAG tendent à être percées beaucoup plus tôt par les composés volatiles à faible poids moléculaire que par ceux à haut poids moléculaire.

Pendant la 14<sup>ème</sup> semaine, seuls des isomères du benzène ( $C_6H_6$ ) qui ont le plus bas point d'ébullition étaient présents en grandes concentrations, mais pendant la 16<sup>ème</sup> semaine, quatre isomères  $C_6H_6$  devinrent dominants. Corrélativement, il y avait une augmentation générale des charges des effluents de toutes les colonnes pour cette semaine. Dans l'influent de la 17<sup>ème</sup> semaine, les teneurs en  $C_6H_6$  ont fortement diminué et les teneurs en isomères du benzène ( $C_6H_6$ ) ont diminué moins dramatiquement à des valeurs inférieures à celles de la 14<sup>ème</sup> semaine. Corrélativement, l'effluent fut le plus propre des trois semaines. Il est évident qu'un important facteur contrôlant la marche de la colonne pendant cette période a été la présence relative ou l'absence de l'espèce alkyl benzène ( $C_2H_5$ ,  $C_3H_7$  et  $C_4H_9$ ).

Un problème sérieux pour cette approche qualitative existe pour les composés que ne se retrouvent que de façon intermittente dans la Delaware. Dans ce cas, les études pilotes pour la réalisation de traitements au charbon actif dépendent entièrement des conditions particulières du fleuve pendant l'essai. Comme il y a beaucoup de composés organiques dans cette catégorie, plusieurs approches de recherche sont actuellement envisagées. L'une de ces approches serait d'utiliser le concept d'adsorption nette d'énergie<sup>28</sup> pour classer les composés à effet sur la santé et pour choisir des sondes de polarité représentatives des phases distinctes. Un mélange de ces sondes, chacune dans une gamme de concentration de  $\sim 1 \mu\text{g/l}$ , pourrait alors être introduit dans l'eau du fleuve avant la colonne de charbon. Bien que cela représente des conditions beaucoup plus sévères que ce que l'on peut normalement attendre dans la Delaware, les courbes de percée qui en résulteraient donneraient une estimation prudente de la vie du lit de charbon actif.

## Conclusion

Une étude approfondie des eaux superficielles et souterraines distribuées aux Etats Unis a montré que beaucoup d'entre elles contiennent des composés organiques. Pour le moment, des normes pour l'eau potable ont été fixées au sujet de six pesticides et des trihalométhanes. On prévoit que d'autres niveaux maximaux de contaminants seront fixés pour les

matières organiques que peuvent être cancérigènes ou présenter d'autres dangers pour la santé humaine.

L'élimination des traces de matière organique est l'une des problèmes les plus difficiles pour les services d'eau. Comme les types et les teneurs en composés organiques varient suivant les endroits et les saisons, des études au laboratoire et en station pilote sont apparemment nécessaires. Par exemple, certaines études aux Etats Unis ont montré qu'une certaine élimination des matières organiques précurseurs se produit au cours de la clarification. Mais d'autres études, portant sur des eaux différentes, ont conclu que cet effet est minime. Cependant, des directives générales sont préparées pour différents problèmes (par exemple, emplacements où les haloformes sont le problème essentiel comme la Californie du Sud, ou emplacements où les produits organiques de synthèse dans l'eau brute sont le problème essentiel, comme Philadelphie, Pennsylvanie).

Bien qu'étant encore dans la phase d'analyse de faisabilité pour la mise au point d'une stratégie de lutte contre cette pollution, le Metropolitan Water District de Californie du Sud poursuit plusieurs alternatives pour lutter contre ces traces de matière organique. Des méthodes analytiques sophistiquées ont été mises au point et adaptées à la détection de ces traces de polluants et contrôler leur élimination. Des alternatives de traitement sont explorées pour lutter contre les trihalométhanes en même temps que l'alternative de changer la source d'eau brute. La mise en œuvre programmée de ces deux approches permet d'espérer une mise au point plus rationnelle des technologies de traitement avancées. Les études au laboratoire et en pilote aboutiront probablement à une combinaison efficace du processus d'oxydation et d'adsorption.

Au service des eaux de Philadelphie, un cadre a été mis au point pour la conception et le contrôle subséquent des résultats en exploitation des processus de traitement au charbon actif en grains. Il prend en considération à la fois les effets directs sur la santé et les effets indirects affectant le rendement en exploitation du CAG ainsi que les problèmes esthétiques qui surgissent dans le réseau de distribution.

L'interaction entre chimie et biologie dans un lit de CAG avec désinfection préalable doit être soigneusement étudiée avant que l'on puisse aboutir à une évaluation technique et à une analyse économique concluantes. Les recherches doivent déterminer si les micro-organismes peuvent décomposer des composés organiques spécifiques dangereux pour la santé et des matières organiques à poids moléculaire élevé qui sont en compétition avec ces composés à plus faible poids atomique pour les sites d'adsorption sur le charbon actif.

Les études techniques réalisées jusqu'à présent ont porté sur un certain nombre de configurations géométriques et hydrauliques en utilisant des charbons vierges ou régénérés. En raison de la variabilité chimique de l'eau de la Delaware, on a utilisé des évaluations numériques et qualitatives de l'efficacité du charbon actif. Pour les matières organiques que l'on trouve habituellement à des concentrations supérieures à  $1 \mu\text{g/l}$ , on a mis au point une analyse quantitative rigoureuse faisant appel aux courbes de percée, aux courbes de charge massique et au test statistique des corps trouvés dans l'influent et l'effluent de la colonne de charbon actif. Pour les corps transitoires et ceux dont la concentration est inférieure ou égale à  $1 \mu\text{g/l}$ , on utilise une méthode de tamisage qualitative utilisant des représentations temps-séries avec des profils de chromatographie gazeuse établis par ordinateur des composés organiques traces qui sont présents. L'élucidation de ces questions clés permettra alors la mise au point d'un procédé de traitement bien établi.

## New developments in removal of organics Combination of unit processes for removal of trace organics from drinking water: two case studies

by **I. H. Suffet** Environmental Studies Institute, Drexel University, Philadelphia, PA 19104

**P. R. Cairo** Philadelphia Water Department, Philadelphia, PA 19107

**M. J. McGuire** Metropolitan Water, District of Southern California, LaVerne, Cal. 91750

### Introduction

Numerous surface and ground water supplies in the United States contain organic compounds that may be carcinogenic or pose other potential human health risks. For other compounds also present in these drinking water supplies, either specific identification has not been made or a determination of their effects on human health has not been achieved. At present, the compounds of health concern are certain synthetic organic chemicals and those compounds produced by disinfection of potable water supplies. Thus far in the United States, drinking water standards have been established only for six pesticides<sup>1</sup> and the trihalomethanes<sup>2</sup>.

Table 1 is an edited list of compounds potentially found in drinking water which are of known concern to health<sup>1-6</sup>. The list of chemicals is edited from data collected by the U.S. National Academy of Science - Safe Drinking Water Committee, the U.S. National Cancer Institute, and a U.S. Government Interagency Research Liaison Committee of Scientists working in environmental control. The list contains ten compounds which have U.S. drinking water standards at assigned maximum contaminant levels (MCL's). It is expected that future drinking water standards will be developed from the compounds on this list.

Table 1 represents some of the specific organic compounds that have been thus far identified in drinking water. However, it has been estimated that only approximately 10% by weight of the total organics in drinking water has been determined. High molecular weight (MW) organics, composed primarily of naturally occurring humic substances, make up most of the rest of the organics present in drinking water. A fraction of these high molecular weight substances are precursors that may react with disinfectants during water treatment to produce by-products as demonstrated for chlorination<sup>7,8</sup> and ozonation<sup>9,10</sup>. Some of these by-products may pose health effects<sup>4</sup>.

### Water treatment unit processes for the removal of organic compounds

Removal of trace organics by a water treatment plant is one of the most difficult problems facing water utilities. Since the types and concentrations of organic compounds vary between different locations and seasons of the year, laboratory and pilot scale tests on the water to be treated is an apparent necessity. Nevertheless, general guidelines are being developed for different problems (e.g. locations where influent synthetic organic chemicals are the primary problem - Philadelphia, Pennsylvania, U.S.A. or locations where haloforms are the primary problem - Southern California, U.S.A.).

Table 2 lists the water treatment unit processes available to remove or transform organic compounds.

**Table 2. Water treatment unit processes available to remove organic compounds.**

Unit Process		
Aeration	Coagulation-sedimentation-filtration	Adsorption
Oxidation		Powdered carbon
Chlorine	Metal salts	Granular carbon
Ozone	Polyelectrolytes	Resins
Chlorine dioxide		Biological degradation
Permanganate		Bank filtration
Hydrogen peroxide		Slow sand and carbon filters

Information on each process and combination of processes is being developed. Optimum treatment will be obtained by a combination of several unit processes working together. Of specific interest are recent studies to decrease haloform formation in drinking water by reducing the pH of treatment, relocating and reducing chlorination and enhancing organic precursor removal by the coagulation-sedimentation and filtration processes<sup>11,12</sup>. Another example of the optimization of

**Table 1. Compounds of known concern to health potentially found in drinking water<sup>1-6</sup> - an edited list**

Acrylonitrile	Dibromochloropropane	*Methoxychlor
Aldrin	1,2-Dibromoethane	Methylene Chloride (Dichloromethane)
Benzene	Dichlorobenzene	Methyl Iodide
Benzo(a)pyrene	1,2-Dichloroethane	Nitrosamines (e.g. N-nitrosodiphenylamine)
•-BHC	Dichlorofluoromethane	Pentachloronitrobenzene (PCNB)
β-BHC	*2,4-Dichlorophenoxyacetic acid (2,4-D)	Polybrominated biphenyls (PBB)
*γ-BHC (lindane)	Dieldrin	Polychlorinated biphenyls (PCB)
Bis (2-chloroethyl) ether	1,4-Dioxane	Polynuclear aromatic hydrocarbons
Bis (2-chloropropyl) ether	1,1-Diphenylhydrazine	Simazine
*Bromdichloromethane	Epichlorohydrin	Tetrachloroethylene
*Bromoform	*Endrin	Toluene
Butyl Bromide	Ethylenethiourea (ETU)	*Toxaphene
Carbon Tetrachloride	Ethylene Dibromide	1,1,1-Trichloroethane
Chlordane	Ethylene Oxide	1,1,2-Trichloroethane
Chlorobenzene	Halogenated Phenols	Trichloroethylene
*Chlorodibromomethane	Heptachlor	Trichlorofluoromethane
*Chloroform	Heptachlor Epoxide	*2,4,5-Trichlorophenoxypropionic Acid (2,4,5-TP)
DDE	Hexachloroethane	Vinyl Chloride
DDT	Kepon	Vinylidene chloride
		Xylene

\*Drinking water standard - U.S.

Schematic 1

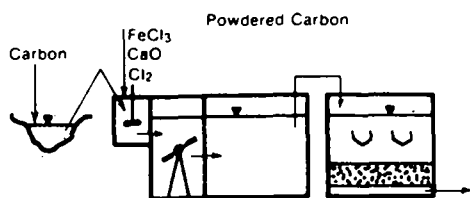
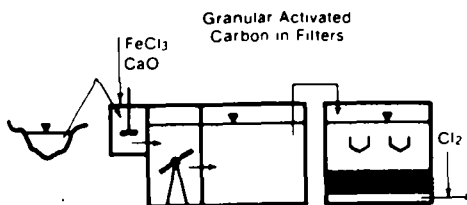
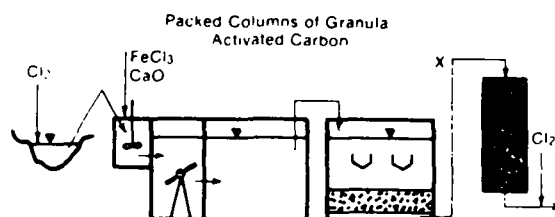


Fig. 1. Water treatment unit process arrangements for the removal of organic compounds.

Schematic 2



Schematic 3



combined unit operations is the use of preoxidation before granular activated carbon (GAC) to accentuate total organic removal on GAC beds<sup>13</sup>.

Three arrangements of unit processes for the removal of organic compounds by chlorination, activated carbon and coagulation-sedimentation-filtration are shown in Figure 1. The use of powdered activated carbon (PAC), shown in the first schematic, will probably continue for some time as a means of reducing taste and odor problems. The adsorption of organics by PAC will be limited by the low dosages of PAC currently in use (2-5 mg/L).

In schematic 2 the GAC would be placed as a replacement for sand in a rapid sand filter. This process would be effective in removing high molecular weight and taste and odor substances. However, the short contact time would result in the rapid breakthrough of poorly adsorbed substances that are of health concern.

Chlorination should primarily follow the adsorptive unit process as shown in this schematic. This arrangement will significantly reduce trihalomethane production. Unfortunately, the absence of a prechlorination step may result in taste and odor problems and the growth of nuisance organisms in the treatment plant.

The third schematic of unit processes in Figure 1 may undoubtedly be the best application for many water treatment plants. In this arrangement, the prechlorination step should be minimized to limit the formation of trihalomethanes, while providing some disinfection protection through the subsequent treatment processes. Adsorption will be most efficient as a separate process following filtration. In order to prevent the oxidation unit process from interacting directly with adsorption, a prefilter or "roughing filter" of GAC could be placed at point "x". The roughing filter would be designed to operate at short empty bed contact time to simply remove the influent chlorine concentration and protect the GAC packed column from large concentrations of high MW organics. The roughing filter may not have to be regenerated until the chlorine residual breaks through the column; and, thus, a much longer operation time would result than in a column designed for breakthrough of poorly adsorbed organic compounds.

In all these arrangements, the activated carbon

processes would benefit from a reduction of the organic load onto the adsorption unit by removing organics through other treatment methods. Optimization of the coagulation process as described by Fiessinger and Bersillon<sup>14</sup> is one method to accomplish this goal.

In summary, there is no single arrangement of unit processes to remove trace organics from drinking water. The arrangement best for a particular utility depends upon concentrations and types of organics present, the existing layout of treatment processes and the extent and philosophy of regulations. Monitoring the efficiency of unit processes requires extensive laboratory analyses to fully characterize their effect on organic compounds of health concern.

## Case studies: U.S.A.

Since each water utility has its unique problems, two different situations will be described to present a United States perspective. In Southern California, the emphasis of research has been the removal of precursor substances to minimize formation of trihalomethanes and higher molecular weight chloro-organics. With the total trihalomethane limit of 0.10 mg/L and the concern over chlorine substituted high molecular weight organics, pilot and full scale treatment studies are being conducted on precursor removal. The emphases in these studies have been on combinations of coagulation and adsorption unit processes (using powdered activated carbon) with consideration of the impact of oxidative unit processes. Because of the long distances involved in the importation of the water, the large number of high detention time raw water reservoirs, and the nature of chloro-organic precursors present, some very challenging treatment problems exist.

For the City of Philadelphia, Pennsylvania, the best practicable treatment technique for removal of synthetic organic chemicals in drinking water is adsorption onto a solid phase such as granular activated carbon or resins. Studies to date have shown that this approach is very effective in removing a broad range of medium and high molecular weight organic compounds but it is technically and economically impractical for use in removing trace



levels of volatile, low molecular weight compounds as the haloforms. Active research is currently underway to combine adsorption with other conventional unit processes such as aeration, clarification and filtration to achieve optimal treatment for removal of all types of synthetic organics. For example, studies at Philadelphia using a Pilot Plant, are currently investigating the effect of a variable organic load on GAC contactors operating following the filtration step (post contactors). These studies are evaluating methods of combining ozonation or aeration to enhance the biological growth on GAC.

## The Metropolitan Water District of Southern California Experience

The Metropolitan Water District of Southern California (MWD) is a public and municipal corporation of the state of California, which provides supplemental water as a wholesaler through 27 member agencies (cities and water districts) to nearly 12 million people in a 4900 mi<sup>2</sup> (13000 km<sup>2</sup>) service area on the coastal plain of southern California (Figure 2). Approximately one half of this supplemental water – 700,000 acre-ft (860 × 10<sup>6</sup> m<sup>3</sup>) – is imported through 240 miles of aqueduct from the Colorado River. Initial deliveries of Colorado River water began in 1941. In addition, Metropolitan has contracted to receive more than 2 million acre-ft (2400 × 10<sup>6</sup> m<sup>3</sup>) annually of northern California water through the 440 mile long State Water Project. First deliveries of northern water began in 1972.

Metropolitan treats these raw water supplies with five treatment plants with a total design capacity of 1500 MGD (65.7 m<sup>3</sup>/sec). A 100 MGD (4.4 m<sup>3</sup>/sec) expansion of the R. A. Skinner Filtration Plant is currently being designed. A major fraction of the water supply for the southern California area comes from local ground waters which are replenished by stormwater percolation and

artificial recharge through the soil column. The groundwater resources are managed by individual water utilities in the area. Metropolitan has no local groundwater supplies.

The purpose of this case study is to relate the experiences of a large water utility in the western United States in its efforts to control the presence of trace organic compounds, especially trihalomethanes, in the water distributed to its customers. Figure 3 is a chart showing the time relationship between each of the components of the case history at Metropolitan which include the feasibility analysis and project implementation phases<sup>15</sup>.

### Trihalomethane Problem

Table 3 lists statistics for the total trihalomethane (TTHM) concentrations in Metropolitan's distribution system during 1979.

**Table 3. Annual total trihalomethane (TTHM) statistics – 1979**

Sample	Date Sampled	Average TTHM (µg/L)	Range (µg/L)	Std. Dev.	Percent of Samples Over 100 µg/L
First Quarter	Jan. 1979	94	50-132	24.6	49
Second Quarter	Apr. 1979	103	37-188	29.9	43
Third Quarter	July 1979	114	66-157	26.8	65
Fourth Quarter	Nov. 1979	97	41-156	29.8	51
Overall	—	102	37-188	28.6	52
Quarter Average	—	—	58-130	—	62

For the 37 locations sampled, the running annual average was 102 micrograms per liter (µg/L), with a range of 37 to 188 µg/L and a standard deviation of 28.6. The total trihalomethane (TTHM) maximum contaminant level has been established at 100 µg/L but it will not be effective until November 29, 1981<sup>2</sup>.

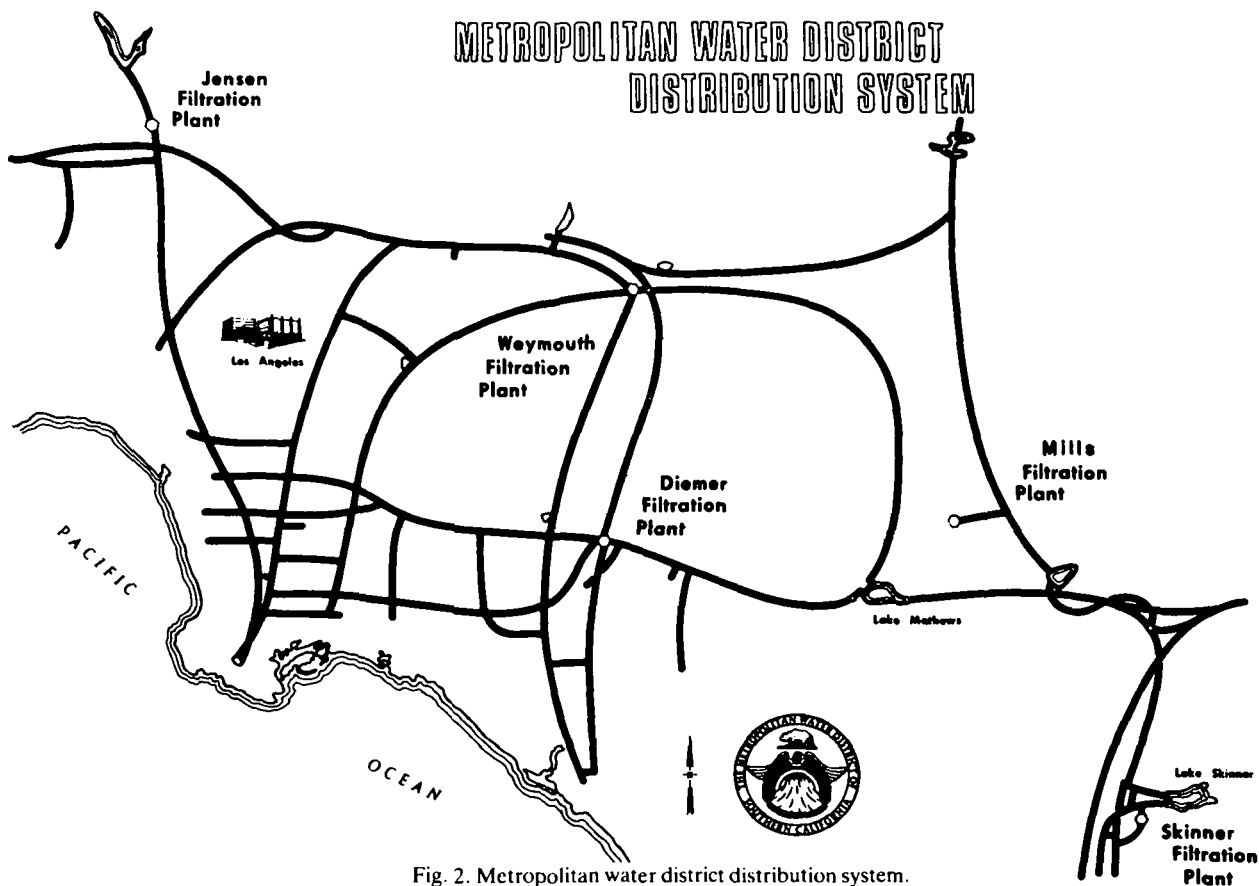


Fig. 2. Metropolitan water district distribution system.

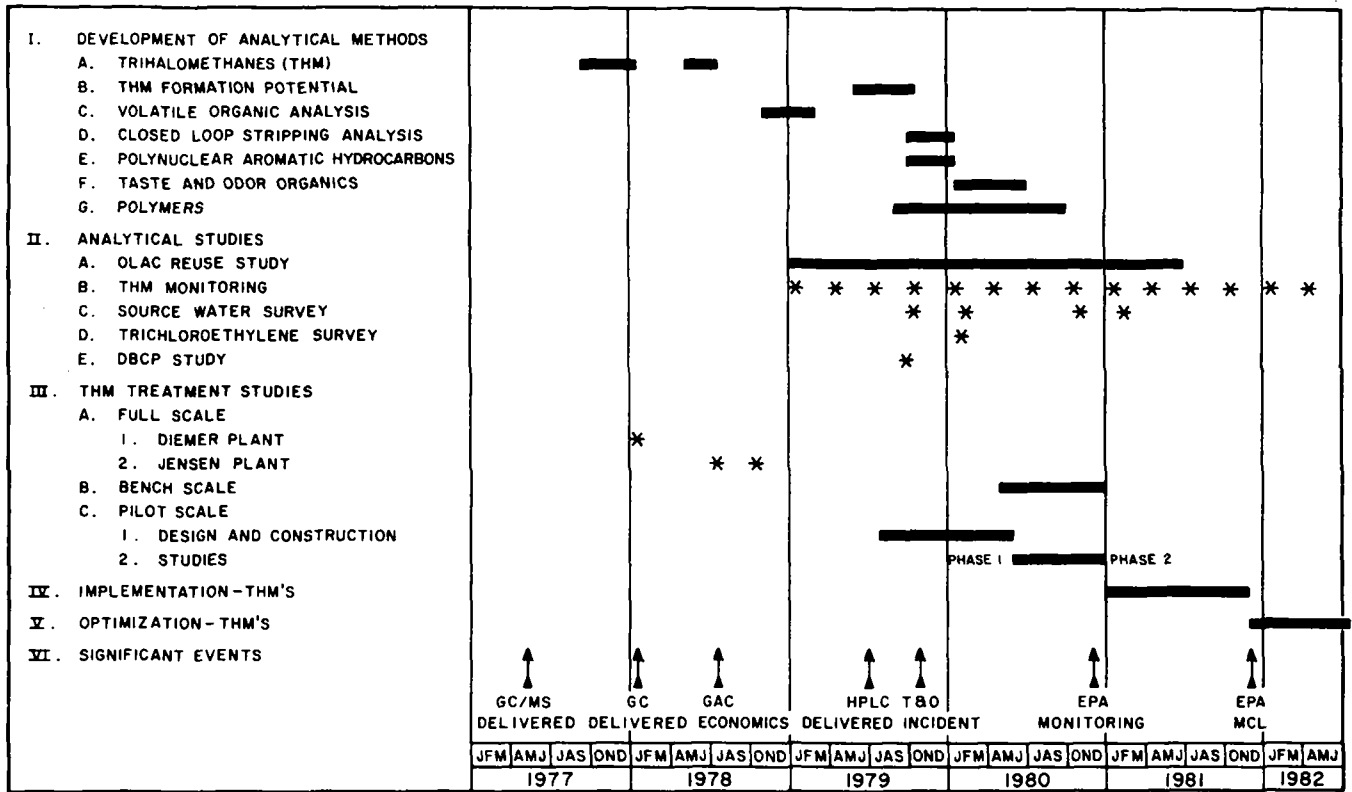


Fig. 3. The Metropolitan water district of Southern California case history.

Sampling locations were selected according to the percent blend and the direction of flow through the distribution system, including locations along various feeders, extreme ends of active lines, points before and after blending, and finished water reservoir influents and effluents. Most points selected were regular bacteriological and chlorine residual sample locations. A few pressure control structures were sampled along feeders where no regular taps existed. Metropolitan's distribution system was separated into three sections, which were sampled over a three day period. Sampling over a single day is now being done to comply with the TTHM regulation.

It should be noted that the sampling locations considered as representing a distribution system terminus did not necessarily have the highest TTHM values. This is due to the complexity of the distribution system and the variable demands of the 27 member agencies, see Figure 2.

Many factors control the formation of TTHMs in a particular water. These include but are not limited to:

- *Temperature and pH* - at higher temperatures and pH the rate of TTHM formation is increased.
- *Source water* - different sources have different precursor concentrations.
- *System flow patterns* - the retention time within the system affects the TTHM concentration. A longer contact time with chlorine results in the formation of higher concentrations of TTHMs.
- *Chlorine dose* - larger chlorine doses will produce higher concentrations of TTHMs.

It appeared from preliminary data that higher levels of trihalomethanes form in State project water (SPW) than in Colorado River water (CRW) under the same conditions of temperature, chlorine dose and contact time. As described below these observations were confirmed with laboratory tests. In January 1979, water sampled at locations having 100 percent SPW had higher TTHMs than equivalent points with blended waters. In April the fraction of SPW (20 percent) in the Weymouth and Diemer effluents was much lower than in January

(40 percent); however, many locations in April had higher concentrations of TTHMs than in January. In addition, the average water temperature for April increased 3 to 4°C which was a contributing factor to the increased amounts of TTHMs formed. In July TTHM values for blending waters significantly increased. The temperature of CRW increased 10°C from that in January while the blend at Weymouth and Diemer changed to 40 percent SPW. In July the area served by the Jensen plant increased, and larger demands for water were made. Fewer TTHMs were formed in the Jensen service area than similar sample locations in April. This change is apparently the result of less contact time since the water temperature did not change. In November, the quarterly average TTHM value dropped 17 µg/L as compared to the July value. Weymouth and Diemer blends remained the same (40 percent SPW); however, water temperatures in the distribution system dropped 5 to 6°C.

Based on these data, it appears that many of the member agencies and subagencies served by Metropolitan will have difficulty meeting the TTHM maximum contaminant level of 100 µg/L. Those agencies expected to have problems include:

- Agencies receiving water after it has been in Metropolitan's distribution system for significant periods of time, and that use this water exclusively (whether or not the agencies rechlorinate).
- Agencies that rechlorinate and blend treated Metropolitan water with their local supplies which have high TTHM precursor levels.
- Agencies relatively close to Metropolitan's treatment plants that rechlorinate and/or retain treated water in their distribution systems more than one week.

Since Metropolitan receives its raw water supply from two major sources, knowledge of the presence of THM precursor substances in these supplies is necessary to effectively evaluate the need for control strategies. Accordingly, a monitoring program was established to determine the presence of these substances in the Colorado River water (CRW) and State Project Water (SPW). Figures 4 and 5 plot the results of the TTHM

production experiments for SPW and CRW sampling locations in October 1979. These data show that production of TTHMs does reach an equilibrium and that SPW has higher TTHM potentials than CRW. These data are reinforced by the results on Table 4 which list the plateau or Maximum Trihalomethane Potential values for the six sampling locations studied in October.

**Table 4. Maximum trihalomethane potential (MTP) values October 1979**

Location	Trihalomethanes, $\mu\text{g/L}$				Total
	$\text{CHCl}_3$	$\text{CHCl}_2\text{Br}$	$\text{CHClBr}_2$	$\text{CHBr}_3$	
1. Sacramento River at Hood <sup>a</sup>	192	25	5	<1 <sup>b</sup>	222
2. Aqueduct Headworks <sup>a</sup>	201	105	48	4	358
3. Lake Silverwood Influent <sup>a</sup>	162	120	103	12	397
4. Devil Canyon <sup>a</sup>	190	133	113	16	452
5. Lake Mathews Inlet <sup>b</sup>	197	54	28	2	281
6. Lake Mathews Headworks <sup>b</sup>	185	52	28	1	266

Note: Chlorine dose = 11 mg/L

<sup>a</sup> - State Project Water (SPW)

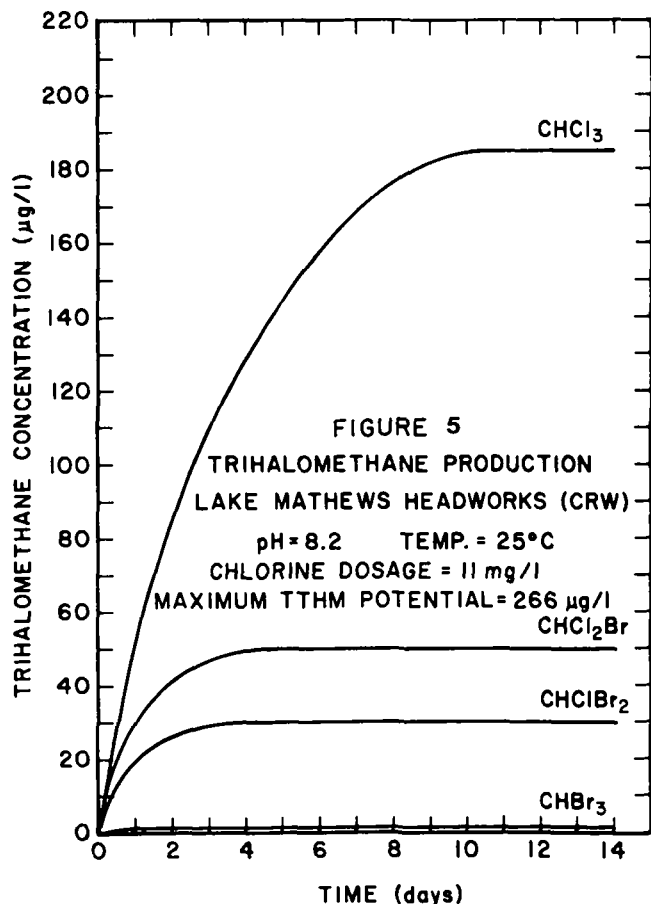
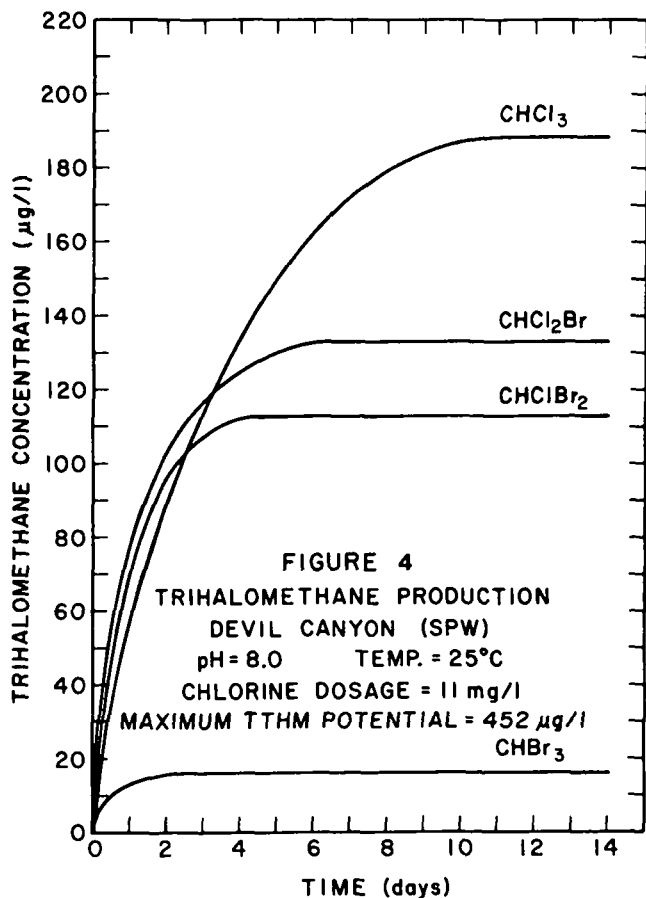
<sup>b</sup> - Colorado River Water (CRW)

Also of interest are the results from the Sacramento River at Hood. There are significantly lower concentrations of the bromine substituted TTHMs in this sample than there are in the other SPW samples. The reasons for this appear to be that the other samples were taken from areas subject to seawater intrusion which can cause elevated background bromide levels.

The water currently being sent southward is represented by sample numbers 2-4. If the "Peripheral Canal" is constructed as proposed in a recent piece of California legislation, it is hypothesized that the water represented by sample number 1 would be available to Metropolitan.

Strategies that would be effective in controlling trihalomethanes are:

- Change the raw water supply so that fewer precursors and/or less bromide are present.



- Modify the disinfections process or add an adsorbent process.

It appears that the first strategy may have some application for Metropolitan. The maximum range of CRW would have a definite impact on THM levels delivered to the member agencies. While the treatment alternatives are undergoing detailed evaluations it may be possible to use a high percentage of CRW since there will be an excess amount of water available for several years. Over the long term a treatment solution combined with the use of the Peripheral Canal to bring Sacramento River Water to southern California may provide the ultimate answer for Metropolitan.

As shown on Figure 3, there were early studies to evaluate the ability of the full-scale plants to remove precursors and to modify the chlorination process to reduce the formation of THMs. Figure 6 shows the sampling and chlorination locations for the R. B. Diemer Filtration Plant Study<sup>16</sup>. It was concluded as a result of this study that moving the point of chlorination did not significantly affect the THM levels in the distribution system. A major reason for this was the observation that the conventional water treatment processes did not effectively remove the THM precursors. Similar results were determined for the J. Jensen Plant. These observations agree with those of Symons and Stevens<sup>17</sup>. Based on these results bench-scale testing has been initiated on the evaluation of adsorbents and alternate disinfectants for THM control. These bench-scale tests will be used to set process operational parameters for a pilot plant that is nearing completion. The first phase of the pilot work will be to model the existing water treatment processes so that the advanced water treatment techniques to be studied during Phase 2 can be tested using a representative influent water. It is likely that pilot testing will continue past Phase 2 into the implementation and optimization phases.

It was determined in July 1978 that the installation

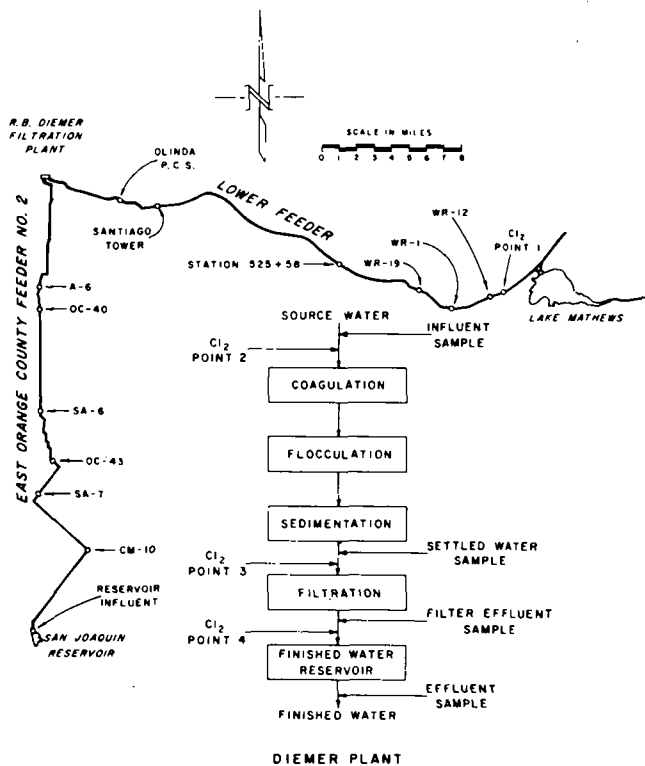


Fig. 6. Sampling and chlorination locations of Diemer Plant.

of complete granular activated carbon (GAC) treatment facilities at the treatment plants in Metropolitan's system would cost approximately 181 million dollars. Clearly, there are lower cost alternatives than GAC and these will be carefully evaluated. Of particular interest is the use of combined chlorine residuals instead of free chlorine in the distribution system<sup>18</sup>. The California Department of Health Services has already given one water utility in the state permission to use chloramines as long as there is at least a 10 minute contact time with free chlorine at some point in the treatment process.

EPA stated its intentions in the preamble to the THM regulation<sup>2</sup> to eventually reduce the MCL for THMs to 10-25  $\mu\text{g}/\text{L}$ . If this occurs, it may be impossible to meet the reduced MCL even with chloramines because of the quick reaction between the precursors in Metropolitan's water and the free chlorine that is required by the state.

Implementation of a THM treatment technique on an accelerated schedule will be necessary to meet the 100  $\mu\text{g}/\text{L}$  standard November 29, 1981. It is hoped that temporary measures such as maximizing the use of Colorado River Water with its low precursor and bromide content will provide some time to properly evaluate the alternatives and implement the most cost effective solution.

## The Philadelphia Experience

This section discusses design and operational experiences with pilot plant testing (Figure 7) of carbon adsorption systems used in the treatment of Delaware River water at Philadelphia. The experience is presented in the context of chemical and biological considerations which must be merged in an engineering evaluation to design and operate a GAC facility.

### The Delaware River at Philadelphia

The Delaware River flowing past Philadelphia is a riverine estuary into which more than 11 municipalities

and 360 industries discharge treated wastewater. A massive effort is currently well underway to upgrade the level of wastewater treatment and the best available technology economically achievable for treatment of toxic wastes will be imposed on 21 industrial categories by 1983<sup>19</sup>. However, trace levels of organic compounds will continue to be present in the Delaware River as a result of their discharge from advanced treatment plants as well as accidental spills and non-point sources. On this river, the Philadelphia Water Department operates the Torresdale Plant, a 423 MGD (18.5  $\text{m}^3/\text{sec}$ ) facility which serves approximately one million people. Figure 8 shows organic treatment studies which have been performed at Philadelphia<sup>15</sup>.

### Chemical and Biological Considerations

Table 1 shows the chemical groups being considered in the design of GAC systems at Philadelphia. In Torresdale drinking water during eight sampling surveys conducted between February 6, 1975 and January 3, 1977<sup>20</sup>, one hundred sixteen different compounds were found including forty isomers (e.g. xylene isomers). Compounds consistently identified in concentrations greater than 1  $\mu\text{g}/\text{L}$  are Chloroform and Dichlorobromomethane. These can be followed by breakthrough curve as discussed below. Compounds periodically identified at this level include Dibromochloromethane, 1,2 Dichloroethane, 1,2 Dichloropropane, Trichloroethylene, Toluene and Diacetone-L-Sorbose. Many of the one hundred sixteen compounds were found to be highly variable during weekly composite analyses<sup>20</sup>. These compounds can be followed by comparison of gas chromatographic profiles as discussed below.

Granular activated carbon used in the treatment of drinking water has been found to be an ideal habitat for bacterial growth. Most of these bacteria are common inhabitants of the soil and water and are for the most part saprophytic chemoorganotrophs<sup>21</sup>. Total coliforms were not found to proliferate in GAC adsorbers and were not recovered in their effluents. This established microbial flora in the GAC adsorber represents a potential for an unknown health risk which should be carefully examined. Pathogenic organisms and opportunistic pathogens are of primary concern, followed by endotoxins (lipopolysaccharides-protein complexes produced in the cell walls of gram-negative aerobic bacteria) and a flora of chlorine resistant microbes which would present possible regrowth, taste and odor or chlorine demand problems in the distribution system.

### Engineering Evaluation

An understanding of chemical and biological considerations outlined above must be optimized during the field testing of activated carbon adsorbers. In Philadelphia this procedure has been applied to the pilot plant testing program shown in Figure 8.

The approach taken when monitoring the treatment efficiency of an adsorption process is an area which also requires careful consideration. The important characteristics are shown on Table 5<sup>22</sup>.

Table 5. Characterization of trace organics during the adsorption process

I. Influent Characteristics
A. Variability with time
1. types of compounds
2. concentration of compounds
II. Effluent Characteristics
A. Breakthrough-capacity exceeded
1. chromatographic effect
2. displaced compounds
3. re-equilibrated compounds
B. Chemical and microbial reaction products

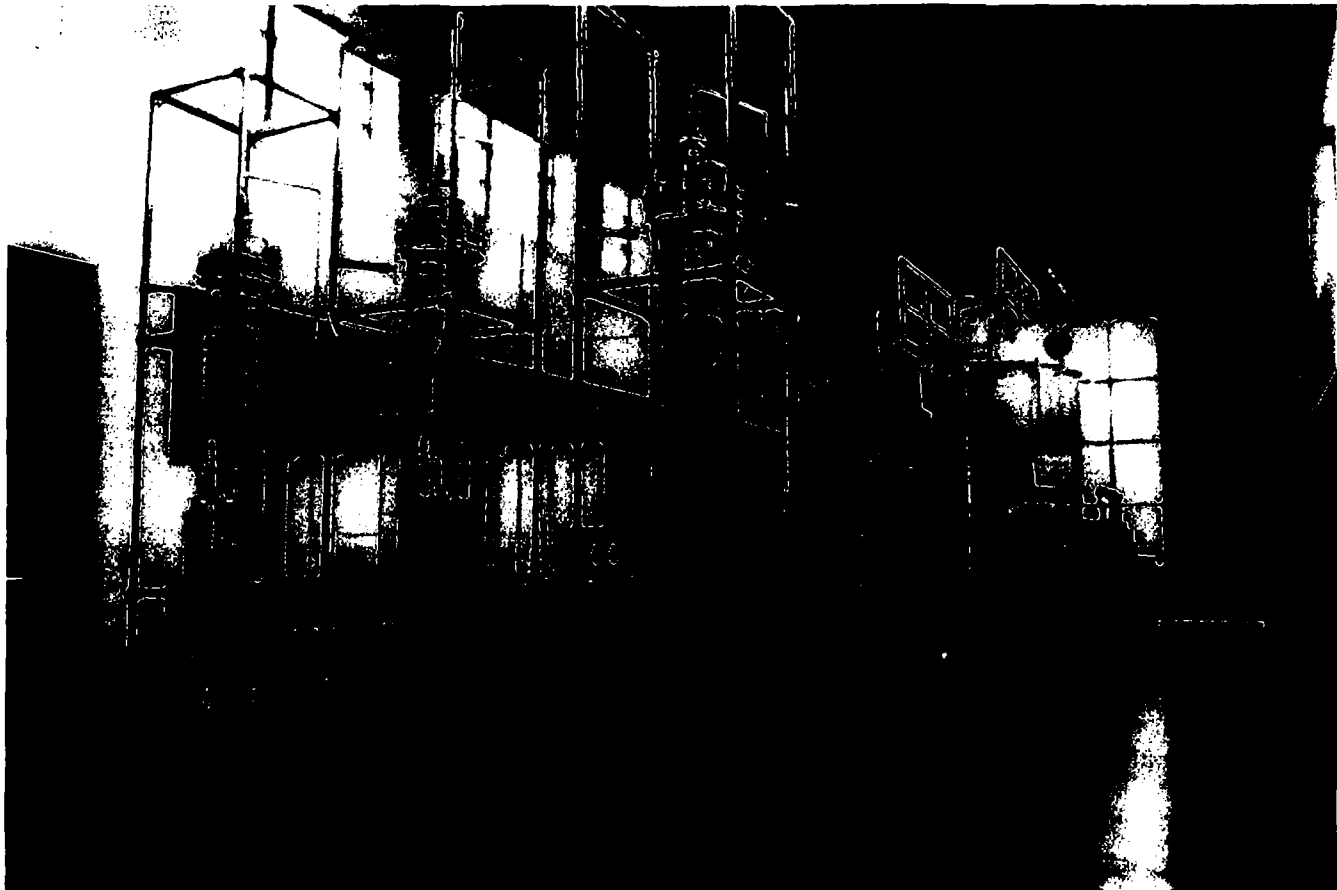


Fig. 7. Philadelphia Water Department's pilot plant.

Influent characteristics are really general for any unit process. The variability in the complement of organic compounds in the influent affects the efficiency of the process. On-line composite sampling augmented by grab sampling of the influent and effluent of the process is necessary. This is particularly important in the GAC process as influent variability produces competitive adsorption, re-equilibrium and desorption.

There are four mechanisms of column operation important in the evaluation of adsorbent performance:

- *Breakthrough* occurs at the first appearance of substantial amounts of a compound in the effluent and indicates incomplete adsorption.
- *Exhaustion* occurs when influent and effluent concen-

trations of a compound become equal and indicates that, under the prevailing conditions, the solid and liquid phases are at equilibrium.

- *Competition* involves the displacement of a compound to lower points in the bed or into the effluent as a result of the effect of another compound (or combination of compounds) which is rendered more highly adsorbed by either large intrinsic affinity for the solid phase or high concentration.
- *Re-equilibrium* may occur in a column whenever a compound concentration decreases rapidly in the influent, leaving that adsorbed on the solid phase out of equilibrium with the liquid phase. Depending on the state of loading of the column, re-equilibria may

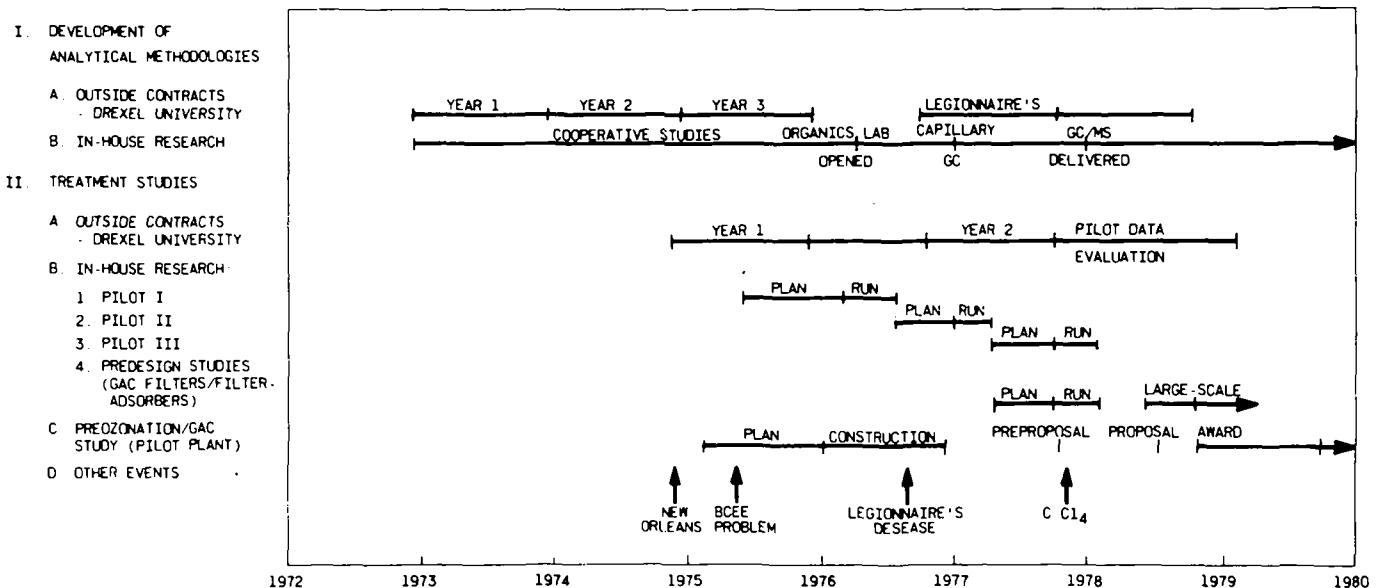


Fig. 8. Philadelphia case history: time schedule.

transfer part of the mass loading zone to lower points in the bed or reject part of the compound into the effluent. This process will occur until a new equilibrium is struck.

A pure re-equilibrium process, driven only by the concentration gradients of the affected compound, probably exists only in the laboratory, since in an operational column all equilibria are struck among many competing compounds and the re-equilibria desorption of any one will be "competitively aided". It is understood that all re-equilibria mechanisms will generally also include a competitive component.

A chromatographic effect is defined to be any occasion when the effluent concentration is greater than the influent concentration as demonstrated by McGuire<sup>23</sup>. Displacement and re-equilibrium both can produce effluent concentrations higher than the influent concentrations of the affected species.

Two different pilot plant monitoring approaches can be utilized to determine specific organic compounds. The first approach includes single compounds selected because of their effect on human health. Specific quantitative analytical methods were performed by Purge and Trap<sup>24</sup>, analysis for specific compounds especially those found to be greater than 1  $\mu\text{g/L}$ .

The second approach is a general "screening" procedure for the presence of non-polar low molecular weight organic compounds. The presence of these compounds in the influent is variable and the concentration is generally less than or equal to 1  $\mu\text{g/L}$ . To measure these compounds, a gas chromatographic screening procedure is used after the collection of a composite sample on a resin or in a continuous liquid-liquid extractor. The screening procedure consists of a qualitative analysis with subsequent quantitative evaluation of the constituents found. The screening method develops chromatographic profiles which are then represented by a computer plot program<sup>25</sup>. Each chromatographic profile contains

the complex group of trace organics present in the extracted water and is a "fingerprint" of the sample. When many profiles are plotted in the same manner, all the chromatographic profiles can be compared. GC/MS identifications help evaluate the consistencies and differences observed between profiles.

#### a. Engineering Evaluation for Compounds > 1 $\mu\text{g/L}$

For compounds in concentrations greater than 1  $\mu\text{g/L}$ , either formed through the chlorination process or consistently present in the Delaware River, the adsorption mechanism can be evaluated using breakthrough curves (a time series plot of effluent concentration).

A typical breakthrough curve for chloroform from a pilot study on regenerated GAC<sup>26</sup>, Figure 9, shows that this compound breaks through in the effluent of these 15 minute empty bed contact time (EBCT) columns at day 42 and all the carbons are exhausted for its removal by day 99 when the effluent follows the influent pattern of concentration. Figure 10 shows that total organic carbon (TOC) for the same GAC columns reaches a plateau after about 50 days of operation where the decomposition of organics is pronounced enough to produce an equilibrium effect between the applied water and the internal removal of TOC in the column. This equilibrium may be temporarily shifted if the influent level is changed but, after a period of readjustment, a new plateau is reached. Biological growth on the GAC columns has been more fully described by McElhaney and McKeon<sup>21</sup>.

Thus different zones of performance can be defined during the operation of GAC columns at 15 minute EBCT: mg/L TOC breakthrough reaches equilibrium in 50 days,  $\mu\text{g/L}$  chloroform breakthrough starts at 42 days and proceeds until exhaustion occurs at 99 days and  $<\mu\text{g/L}$  breakthrough of other organic compounds as discussed below.

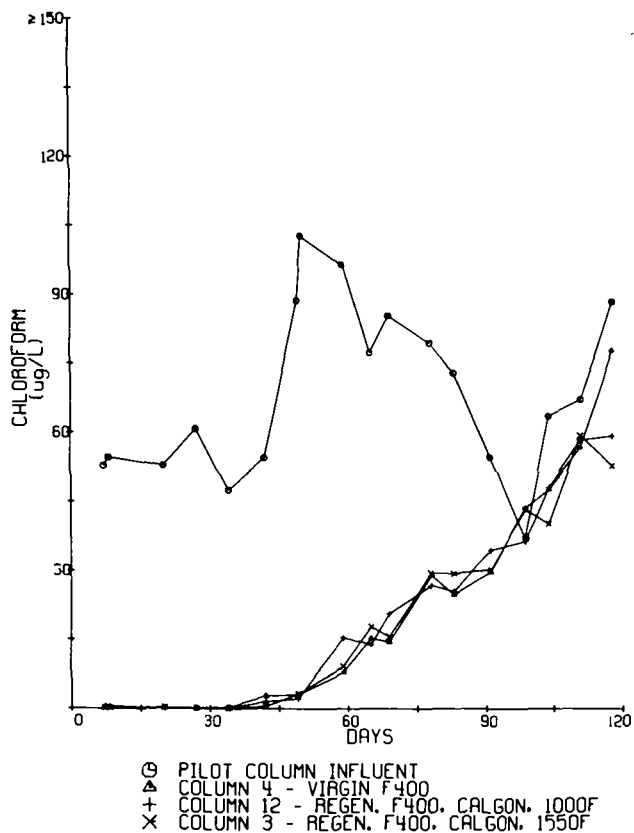


Fig. 9. Chloroform breakthrough curves, EBCT = 15 min.

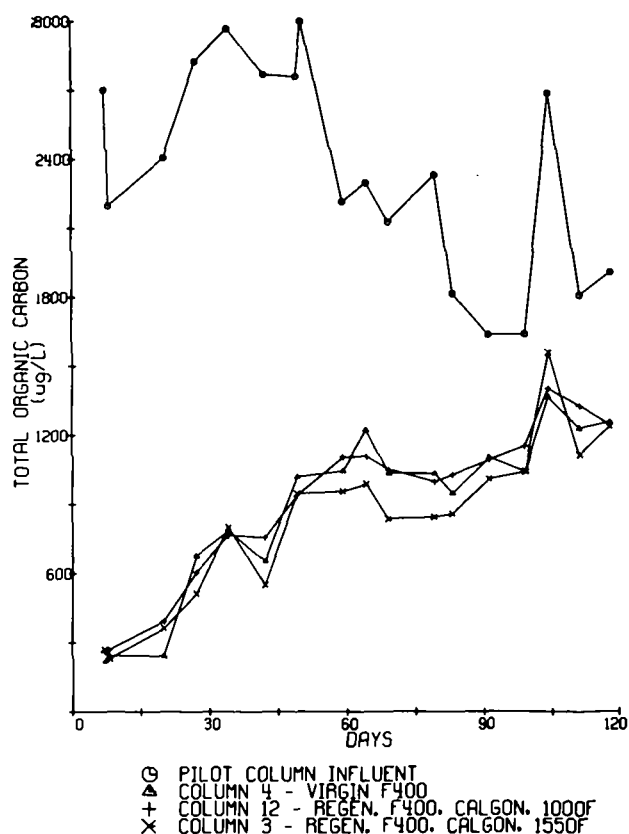


Fig. 10. TOC breakthrough curves, EBCT = 15 min.

*b. Engineering Evaluation for Compounds  $\leq 1 \mu\text{g/L}$*

During two time periods described for chloroform and TOC adsorption, many non-polar trace organics of health concern also begin to break through the GAC column with lower molecular weight compounds breaking through first. After day 100 (week 14) when chloroform breakthrough is complete and the TOC has reached its equilibrium point, the medium and high MW non-polar trace organics of health concern are of primary interest. For a typical example of how these organics vary after 14 weeks, results of the gas chromatographic screening procedure from the same Pilot Study on regenerated GAC is discussed.

Characterizations of organics present in the column influent and effluents were accomplished by use of computer-reconstructed "spiked" profiles. Each spike on these profiles represents a chromatographic peak. The spikes are representative of relative concentrations and allow comparative interpretations. Spiked profiles are preferable to actual chromatograms because they reduce the data to a manageable physical size, and allow rapid visual comparisons of the presence of a compound and the relative concentration levels within one chrom-

atogram or among several chromatograms<sup>27</sup>.

From the pilot study which compared virgin and reactivated GAC<sup>26</sup>, three weeks of data, week 14 (9/02/17), week 16 (9/03/02) and week 17 (9/03/09), are presented in Figure 11A and B. For each week, computer reconstructed gas chromatograms of the influent to the columns and the effluents from each column containing virgin and various regenerated carbons are shown in these figures.

Inspection of the figures immediately indicates a difference: the effluents of Figure 11A are much more heavily loaded with organics than are those of Figure 11B. Since retention time on a non-polar GC phase (SP 2100) is a rough index of boiling point and molecular weight, this illustrates the fact previously noted<sup>27</sup> that GAC columns tend to show breakthrough much earlier for volatile low molecular weight compounds than for those of higher molecular weight.

During week 14, only the lowest boiling C<sub>3</sub> benzene isomers (C<sub>3</sub>O) were present in large concentration, but during week 16, four C<sub>3</sub>O isomers became very prominent. Correlated with this was a general increase in the effluent loads of all columns for that week. In the influent

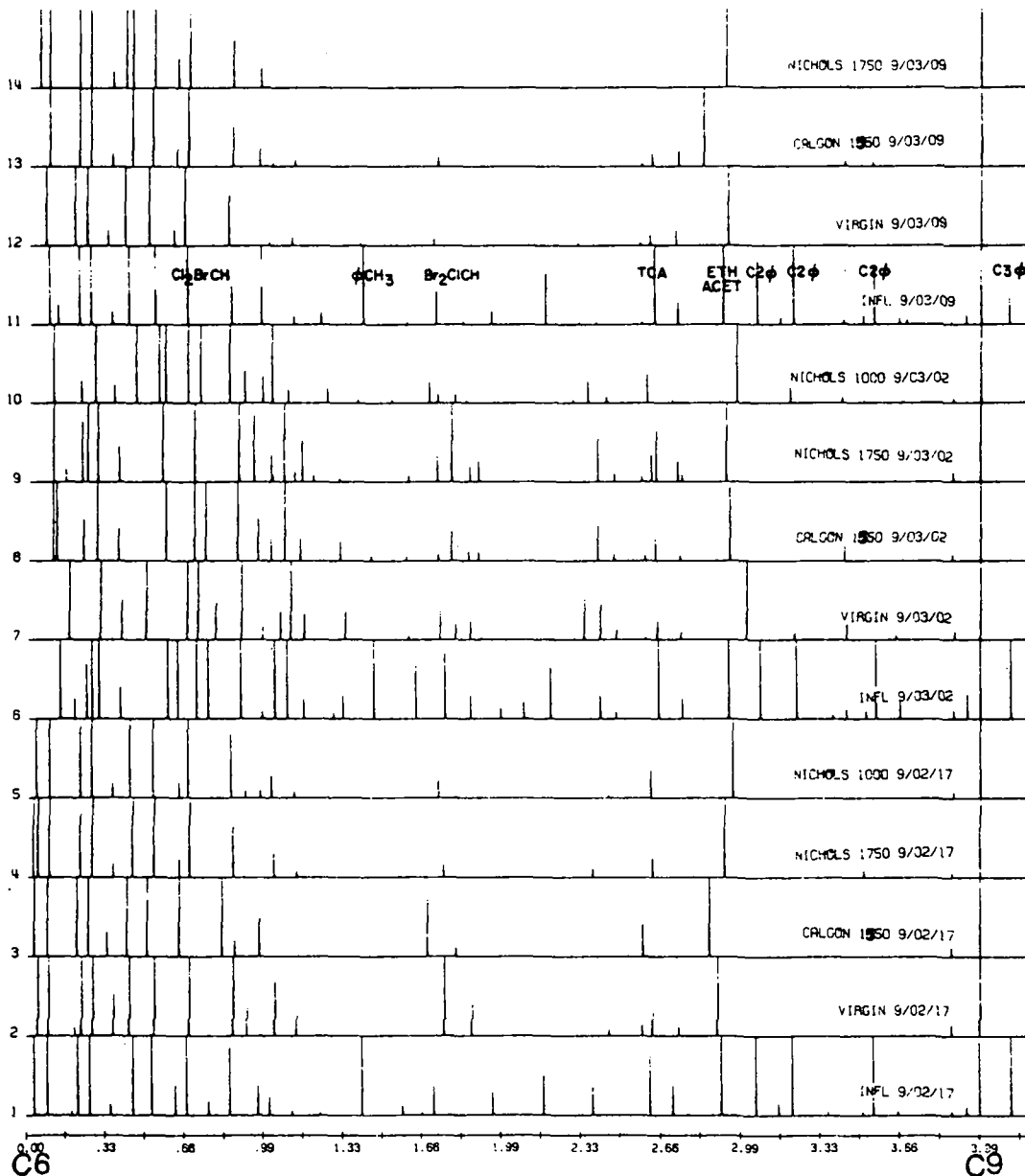


Fig. 11A. Chromatogram below nonane (C<sub>9</sub> Alkane) of the influents to the pilot plant and effluents from columns containing virgin and various regenerated GAC for weeks 14, 16 and 17.

of week 17, the  $C_3O$  concentration dropped sharply and the  $C_2$  benzene isomers ( $C_2O$ ) concentrations dropped less dramatically to values below those of week 14. This, in turn, was correlated with the cleanest effluents of the three weeks. It is evident that an important controlling factor for column operation during this period was the relative presence or absence of the alkyl benzene ( $C_2O$ ,  $C_3O$  &  $C_3O$ ) species.

A serious problem with this qualitative approach exists for compounds which are present intermittently in the Delaware River. In this case, pilot studies for design of activated carbon systems are entirely dependent on the particular river conditions present during the test. Since many organic compounds are in this category, several research approaches are being considered at this time. One such approach would involve the use of theoretical adsorption models such as the Net Adsorption Energy Concept<sup>28</sup>, to classify health effect compounds and select polarity probes representative of distinct phases. A mixture of these probes, each in a concentration range of  $\approx 1 \mu\text{g/L}$ , could then be spiked to the influent river water to the carbon column. Although this would represent much more severe conditions than would normally be expected in the Delaware River, the resulting breakthrough curves would enable a conservative estimation of the carbon vessel's bed life.

## Conclusion

Extensive monitoring of surface and groundwater supplies in the United States has shown that many contain numerous organic compounds. Thus far, drinking water standards have been established for six pesticides and the trihalomethanes. Additional maximum contaminant levels are expected to be established for organics that may be carcinogenic or pose other human health risks.

Removal of trace organics by a water treatment plant is one of the most difficult problems facing water utilities. Since the types and concentrations of organic compounds vary between different locations and seasons of the year, laboratory and pilot scale tests on the water to be treated is an apparent necessity. For example, certain U.S. studies have shown that some removal of THM precursor organics occurs during the clarification process. However, other studies using different source waters, have concluded that this effect is minimal. Nevertheless, general guidelines are being developed for different problems (e.g. locations where haloforms are the primary problem - Southern California or locations where influent synthetic organic chemicals are the primary problem - Philadelphia, Pennsylvania).

While still in the feasibility analysis phase of control strategy development, Metropolitan Water District of

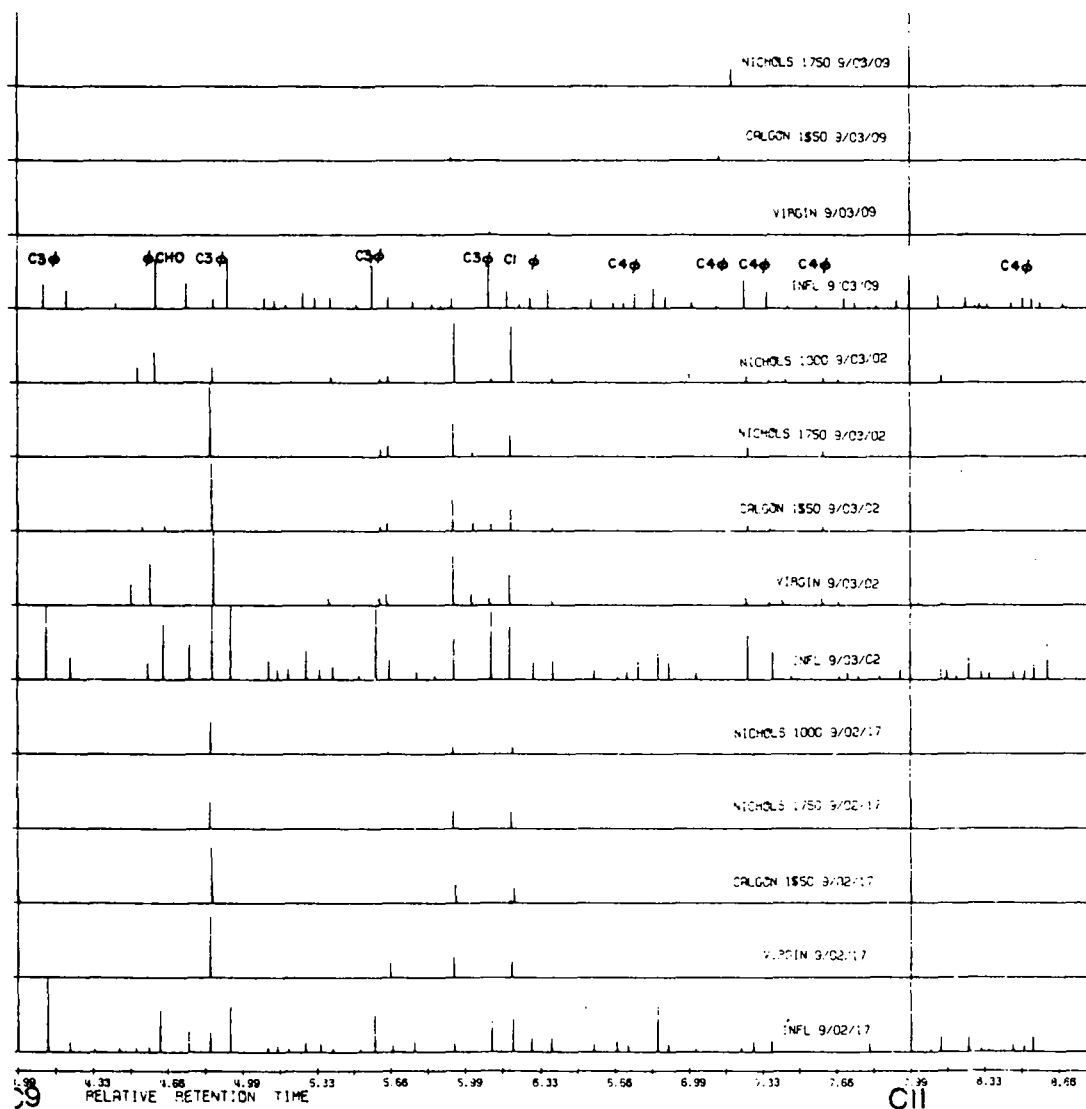


Fig. 11B. Chromatogram above nonane ( $C_9$  Alkane) of the influents to the pilot plant and effluents from columns containing virgin and various regenerated GAC for weeks 14, 16 and 17.



Southern California is pursuing several alternatives to control trace organics. Sophisticated analytical methods have been developed and adapted to detect the presence of these trace contaminants and to monitor their removals. Treatment alternatives are being explored to control trihalomethanes along with the alternative of changing the raw water supply. A phased implementation of these two approaches will hopefully allow a more rational development of advanced treatment technologies. It is expected that bench and pilot-scale studies will result in an efficient combination of oxidative and adsorptive unit processes.

At the Philadelphia Water Department, a framework has been developed for designing and subsequently evaluating the operating performance of a granular activated carbon process. This includes both a consideration of direct impacts to human health and indirect impacts affecting the operating performance of the GAC process as well as aesthetic problems arising in the treated water during its transmission in the distribution system.

The interaction of chemistry and biology in a GAC system with predisinfection must be more carefully investigated before any conclusive engineering evaluation and economic analysis can be made. Research studies must determine if microorganisms can decompose specific organic compounds of human health concern and high molecular weight organics which compete with these lower weight compounds for adsorption sites on the carbon.

The engineering evaluation performed thus far has encompassed a number of hydraulic and vessel configurations using virgin and regenerated carbon. Because of the variable chemical nature of the Delaware River both numerical and qualitative evaluations of GAC process efficiency have been utilized. For organics which are consistently found in concentrations greater than 1 µg/L, a rigorous quantitative analysis has been developed using breakthrough curves, mass loading curves and statistical testing of the compounds found in the influent and effluent to the GAC column. For transient compounds and those in concentrations less than or equal to 1 µg/L a qualitative screening approach using time-series representation with gas chromatographic computer profiles of the trace organic compounds present is used. An understanding of these key issues may then lead to development of a well operated water treatment process.

## References

1. Environmental Protection Agency. *National Interim Primary Drinking Water Regulations*. Office of Water Supply, EPA-570/9-76-003, Washington, D.C. (1976).
2. U.S. Environmental Protection Agency, "National Interim Primary Drinking Water Regulations; Control of Trihalomethanes in Drinking Water: Final Rule", *Federal Register* 44: 68624-68707 (1979).
3. National Academy of Science. *Drinking Water and Health*. Safe Drinking Water Committee of the National Research Council, Washington, D.C. (1977).
4. National Academy of Science. *Drinking Water and Health, Second Report of Safe Drinking Water Committee to the Environmental Protection Agency*. Washington, D.C. (In press 1980).
5. National Cancer Institute, "Position Paper - Human Health Considerations of Carcinogenic Organic Chemical Contaminants in Drinking Water", *Federal Register* 43: 29148-29150 (1978).
6. Interagency Research Liaison Committee, "Regulators Release Chemicals Hit List", *Chemical and Engineering News*, 56:50 (1978).
7. Sander, R., W. Kuhn and H. Sontheimer, "Study of the Reaction of Chlorine with Humic Substances", *Z. Wasser Abwasser Forsch* 10:155 (1977).
8. Oliver, B. G., "Chlorinated Non-Volatile Organics Produced by the Reaction of Chlorine with Humic Material", *Canadian Res.* 11:21 (1978).
9. Lawrence, J., H. Tosine, R. I. Onuska and M. E. Combs, "The Ozonation of Natural Waters: Product Identification", Presented at the *International Ozone Institute Symposium on Advanced Ozone Technology*, Houston, Texas (1979).
10. Schalekamp, M., "The Use of GAC Filtration to Ensure Quality in Drinking Water from Surface Sources", *J. American Water Works Association*, 71:638 (1979).
11. Babock, D. B. and P. C. Singer, "Chlorination and Coagulation of Humic and Fulvic Acids", *J. American Water Works Association*, 71:149 (1979).
12. Blanck, C. A., "Trihalomethane Reduction in Operating Water Treatment Plants", *J. American Water Works Association*, 71:525 (1979).
13. Sontheimer, H., E. Heilker, M. R. Jekel, H. Nolte and F. H. Vollmer, "The Mulheim Process", *J. American Water Works Association*, 70:393 (1978).
14. Fiessinger, F. and J. L. Bersillon, "Prepolymerisation de l'Hydroxide d'Aluminium pour la Coagulation des Eaux", *Trib. Cebedeau*, 399:52 (1977).
15. McGuire, M. J., "Feasibility Analysis and Implementation of Synthetic Organic Chemical Control Strategies", *Activated Carbon Adsorption of Organics from the Aqueous Phase*, Volume 2, edited by M. J. McGuire and I. H. Suffet, Ann Arbor Science Publ., Ann Arbor, Mich. (1980).
16. Cohen, R. S., C. J. Hwang and S. W. Krasner, "Controlling Organics: The Metropolitan Water District of Southern California Experience", *J. American Water Works Association*, 70:647 (1978).
17. Symons, J. M. and A. A. Stevens, "Physical-Chemical Pretreatment for the Removal of Precursors", presented at Karlsruhe Conference-Oxidation Techniques in Drinking Water Treatment, Federal Republic of Germany (1978).
18. Norman, T. S., L. L. Harms and R. W. Looyenga, "The Use of Chloramines to Prevent Trihalomethane Formation", *J. American Water Works Association*, 72:176 (1980).
19. Natural Resources Defense Council, et al., v Train *Consent Decree on Priority Pollutants*, 8ERC2120 (D.D.C. 1976).
20. Suffet, I. H., L. Brenner, P. R. Cairo, "GC/MS Identification of Trace Organics in Philadelphia Drinking Water During a 2 Year Period", *Water Research* (In Press, 1980).
21. McElhaney, J. B. and W. R. McKeon, "Enumeration and Identification of Bacterial Population on GAC", *Proceedings of the 1978 AWWA Water Quality Technology Conference*, Louisville, Kentucky (1978).
22. Suffet, I. H., "Monitoring Aspects of the Adsorption Unit Process for Drinking Water", *Activated Carbon Adsorption of Organics from the Aqueous Phase*, Volume 2, edited by M. J. McGuire and I. H. Suffet, Ann Arbor Publishers, Inc., Ann Arbor, Mich. (1980).
23. McGuire, M. J. Thesis. Drexel University, Philadelphia, PA (1978).
24. Bellar, T. A. and J. J. Lichtenberg, "Determining Volatile Organics at Microgram-per-Liter Levels by Gas Chromatography", *J. American Water Works Association*, 66:739 (1974).
25. Glaser, E. R., B. Silver and I. H. Suffet, "Computer Plots for the Comparison of Chromatographic Profiles", *Journal of Chromatographic Science*, 15:22 (1977).

26. Cairo, P. R., J. T. Coyle, J. J. Davis, H. M. Neukrug, I. H. Suffet and A. Wicklund, "An Initial Evaluation of Regenerated Activated Carbon Using Laboratory and Pilot Column Studies", *Proceedings of the 1979 AWWA Water Quality Technology Conference*, Philadelphia, PA (1979).
27. Suffet, I. H., L. Brenner, J. T. Coyle and P. R. Cairo, "Evaluation of the Capability of Granular Activated Carbon and XAD-2 Resin to Remove Trace Organics from Treated Drinking Water", *Environmental Science and Technology*, 12:1315 (1978).
28. McGuire, M. J. and I. H. Suffet, "The Net Adsorption Energy Concept", *Activated Carbon Adsorption of Organics from the Aqueous Phase*, Volume 2, edited by I. H. Suffet and M. J. McGuire, Ann Arbor Science Publ., Inc., Ann Arbor, Mich. (1980).

## Emploi de l'oxygène dans le traitement des eaux potables par Walter Mevius

Docteur des sciences, Hambourg, République Fédérale d'Allemagne

Du fait de la géologie, les eaux souterraines de l'Allemagne du Nord contiennent entre autres du méthane, du fer, du manganèse et de l'ammonium, substances qui, lors du traitement, doivent être éliminées par une oxydation éventuellement suivie d'une filtration. Pour cette oxydation, il faut introduire au cours du traitement un certain volume d'oxygène. Si cela se fait par aération de l'eau, celle-ci se trouve finalement en équilibre avec l'air, c'est à dire qu'à une température des eaux souterraines de 10°C environ et dans des conditions favorables, l'eau aérée contient au maximum 11 mg/l d'oxygène dissous. L'air n'en contenant qu'environ 21%, tous les autres constituants, l'azote en particulier, se retrouvent dans l'eau, qui en est saturée.

Cette aération peut se faire dans des installations ouvertes ou fermées. Dans les premières, qui comportent soit des diffuseurs d'air, soit une installation de pulvérisation, soit une chute en cascade, il se produit simultanément à l'absorption d'oxygène un dégagement de gaz éventuel, par exemple de méthane ou de gaz carbonique. L'échange gazeux ne s'effectuant qu'à la surface des gouttes d'eau, le rendement de cette réaction est fonction du volume des gouttelettes formées.

Dans les installations d'aération fermées, il n'y a qu'un apport de gaz et tout échappement de gaz est impossible. Le débit de gaz ou d'air doit en outre être proportionnel à celui de l'eau. S'il est trop élevé ou si les bulles d'air introduites ne sont pas suffisamment fines, la dissolution de l'air dans l'eau est incomplète et des bulles d'air pénètrent dans la couche filtrante, qui finit par être colmatée, ce qui augmente la résistance du filtre et diminue son rendement. Les autres gaz dissous dans l'eau, l'azote surtout, peuvent aussi créer des difficultés de filtration.

La formation de bulles de gaz s'accélère au fur à mesure que la dépression augmente dans le filtre, car la solubilité dépend de la pression. En général, les bulles gazeuses s'échappent plus facilement d'une surface fortement courbe comme celle du gravier des filtres, que des surfaces planes comme par exemple la tuyauterie. Par contre, on est en droit de penser que la dissolution d'au maximum 11 mg/l O<sub>2</sub> qu'on peut atteindre par aération n'est pas suffisante pour oxyder la totalité des matières contenues dans l'eau.

Mise au point par les Hollandais, la filtration à sec, au cours de laquelle l'oxygène utilisé par l'oxydation des matières contenues dans l'eau est remplacé au fur et à mesure par l'air introduit dans le filtre avec l'eau, offre la possibilité de disposer pour le traitement d'un volume d'oxygène supérieur à 11 mg/l O<sub>2</sub>.

L'emploi d'oxygène pur pour l'enrichissement des eaux brutes en oxygène nous a paru une solution valable aussi bien au problème posé par la teneur en oxygène dissous possible qu'à celui du dégagement de gaz dans le filtre.

L'industrie offre actuellement en quantité suffisante et à des prix compétitifs de l'oxygène obtenu par liquéfaction de l'air et distillation fractionnée de l'air liquide.

Le dosage de l'oxygène en fonction du débit étant relativement simple, il est possible d'opérer avec des quantités qui ne dépassent pratiquement par les besoins

théoriques. Le dosage peut également se faire, comme l'a proposé Hässelbarth, proportionnellement au potentiel d'oxydo-réduction. Pour que les réactions soient suffisamment actives (loi d'action en masse) il est toutefois indispensable de disposer d'un volume d'oxygène dépassant les besoins stoechiométriques. Un enrichissement de 60 mg/l représente le maximum à atteindre.

Dans sa forme la plus simple, l'approvisionnement en oxygène se fait par des cadres de bouteilles d'oxygène à partir desquelles, par un détendeur, l'oxygène est introduit dans l'eau brute. Si l'on a besoin de gros débits, il vaut mieux utiliser des réservoirs d'oxygène liquide.

Théoriquement, l'oxygène peut être introduit dans les eaux brutes par l'intermédiaire de dômes poreux, de bougies filtrantes ou d'un mélangeur. Il est néanmoins impératif que l'oxygène soit parfaitement dissous dans l'eau pour que la solution du problème soit économiquement et techniquement valable. Dans une installation d'essai, un mélange des phases gazeuses et liquides se rendait en premier lieu dans un mélangeur et ce n'est qu'après une réaction prolongée que la dissolution de l'oxygène dans l'eau se produisait où avait lieu la séparation des phases. Il ressort d'autres essais entrepris que l'on obtient une parfaite dissolution de l'oxygène dans l'eau à l'aide d'un oxydateur ou d'un poste assimilé traversé par l'eau du haut en bas. On a obtenu des succès semblables en utilisant des mélangeurs à turbulence ou des colonnes chargées de matériaux de remplissage.

En premier lieu, nous avons tenté l'emploi d'oxygène dans une station équipée de filtres sous pression en acier installés en ligne sur deux rangs disposant chacun d'un poste d'oxydation en amont.

Epaisse de 3,0 m, la couche filtrante était formée de grains de quartz de 1-1,5 mm. La composition de l'eau brute est donnée par le tableau 1. (Page 4).

La déferrisation se faisait avec un taux de rendement satisfaisant alors que la démanganisation laissait à désirer: les filtres devaient être lavés toutes les 24 ou 48 heures. Le taux de boues en suspension dans l'eau de lavage des filtres était minimal. Les clapets de dégagement d'air des filtres avaient été remplacés par d'autres de plus grande taille qui étaient en marche presque en permanence. L'eau filtrée était quelque peu troublée par de l'air qui, on pouvait l'admettre avec certitude, contrariait la porosité du lit filtrant.

Destinés surtout à expulser l'air retenu dans l'épaisseur des filtres, les lavages fréquents troublaient si intensément la prolifération des ferro- et manganobactéries qu'après dix années d'utilisation les filtres ne fonctionnaient pas encore avec un rendement satisfaisant. Le manganèse présent dans les conduites provoquait des réclamations des consommateurs qui se plaignaient de l'eau noire.

Des essais en service furent d'abord entreprise avec des cadres de bouteilles d'oxygène avant que l'on installe un réservoir d'oxygène liquide grâce auquel l'oxygène était ajouté à l'eau brute par un robinet doseur. Mélange et dissolution se faisaient dans le poste d'oxydation en place complètement rempli. Pour pouvoir effectuer des comparaisons entre l'air et l'oxygène, une ligne de filtre fut, comme à l'accoutumée, alimentée avec de l'air, l'autre

avec de l'oxygène. Environ quatre semaines plus tard, la démanganisation débuta, conformément à l'attente, dans la ligne de filtres à l'oxygène, alors qu'aucun changement de qualité n'était détecté dans l'eau de la ligne témoin alimentée en air. Le dosage de l'oxygène était de 4 à 6 mg/l. Quatre mois plus tard, au vu des excellents résultats obtenus par la ligne de filtres à l'oxygène, toute l'installation fut reconvertie pour ne fonctionner qu'à l'oxygène pur.

Dans cette usine, la dose d'oxygène à employer fut considérablement réduite par le fait que l'oxygène nécessaire pour protéger le réseau des conduites contre la corrosion était fourni dans le bassin de tête par une cataracte, en amont du réservoir d'eau traitée.

Après un certain temps, les essais de rendement de la station apportèrent la confirmation que le débit maximum pouvait être relevé de  $\sim 180 \text{ m}^3/\text{h}$  à  $>200 \text{ m}^3/\text{h}$  par filtre sans que la qualité de l'eau produite ait à en souffrir.

En l'occurrence, non seulement la qualité, mais aussi le débit des eaux filtrées se trouvèrent améliorés, ce qui rendit superflu un projet d'agrandissement de l'usine. Simultanément, les besoins en eau de lavage et de curage de la conduite, se raréfiant sensiblement, firent également réaliser des économies, qui parlent aussi en faveur de l'emploi de l'oxygène.

Depuis lors d'autres usines ont été également converties à l'oxygénation des eaux brutes.

Il n'en reste pas moins qu'il est nécessaire de mettre en garde contre une éventuelle illusion: cette conversion ne résoud pas pour autant tous les problèmes de traitement. Notamment, dans une autre usine dont les eaux brutes accusaient une importante teneur en ions

ammonium, la démanganisation ne put être améliorée qu'après que la nitrification de l'ammonium l'ait été elle-même, entre autres en laissant l'eau séjourner plus longtemps dans le filtre. Une augmentation de la teneur en oxygène au-dessus de 10 mg/l sembla freiner l'activité des nitrobactéries. Ce problème fera l'objet d'une communication séparée.

Le succès rencontré dans les stations de traitement reconverties ont apporté la preuve que l'oxygénation de l'eau brute représente une alternative heureuse à l'aération de l'eau.

## Bibliographie

Mevius W., Steinbrecht H. Einsatz von Sauerstoff bei einer Enteisungs- und Entmanganungsanlage. (Emploi d'oxygène dans une installation de déferrisation et de démanganisation). GWF - Wasser/Abwasser 120 (1979) 116-118.

Mevius W., Steinbrecht H. Leistungssteigerung im Wasserwerk. (Augmentation de rendement dans une station de traitement d'eau.) Neue DELIWA Zeitschrift (1979) 260-261.

Schöller F., Nowotny F. Zur Belüftung von Trinkwasser mit reinem Sauerstoff. (Au sujet de l'aération de l'eau potable par oxygène pur.) Gas-Wasser-Wärme 25 (1971) 217-222.

Wingrich H. Die Verfahren der geschlossenen Belüftung von Rohwasser und ihre Wirtschaftlichkeit. (Le procédé d'aération en cuve fermée de l'eau brut et son économie.) Wasserwirtschaft-Wassertechnik 25 (1975) 43-48.

# Oxygen in the treatment of drinking water

by Dr. Walter Mevius

Hamburg (Federal Republic of Germany)

Methane, iron, manganese, ammonia and similar substances occur geologically in the groundwater of North Germany, and must be removed from the water during treatment by means of oxidation and, possibly, subsequent filtration. A certain quantity of oxygen is required for the oxidation of each substance and this must be added to the water during treatment. If the oxygen is added to the water by aeration, then the water will be subsequently in equilibrium with the air, i.e. under favourable conditions a maximum of 11 mg/l oxygen can be dissolved in water at a groundwater temperature of approx. 10°C. However as the air only has a 21% oxygen content, all the other constituents of the air will also be dissolved up to saturation point in the water, particularly nitrogen.

Aeration can take place in open or in closed plants. In open plants, i.e. nozzle application or spraying plants or cascades there can occur, simultaneously with the absorption of gas and oxygen, an equivalent release of other gases e.g. of methane or carbon dioxide. The efficiency of this type of plant depends to some extent on droplet size, as gas exchange takes place only on the surface. In enclosed aeration plants, only the addition of gas takes place; a release of gas is not possible. In addition the gas and air flow must be proportional to the water flow. Where there is an excessive application of air, or where the air is not injected in fine bubbles, the quantity of air dissolved in the water will be inadequate and thus gas bubbles will pass also into the filter bed. There they cause blockages through increased filter resistance and a corresponding decrease in filter capacity. In addition the other gases dissolved in the water, particularly nitrogen, can also cause filtration difficulties. The formation of gas bubbles in the filter increases with increased under-pressure, as solubility depends on pressure. In general, gas bubbles are released more easily on the very rough surfaces of the filter gravel than on smooth surfaces, e.g. the pipework. In addition it is possible also that, after aeration, the maximum possible O<sub>2</sub> in the water of 11 mg/l may be inadequate for oxidation of the substances contained in the water.

One possibility for making available a higher quantity of oxygen than 11 mg/l for treatment is the dry filter developed by the Dutch, where the oxygen consumed during oxidation of the water ingredients is replaced by air obtained from the water in the filter.

One solution to the twin problems of available quantity of oxygen and gas separation in the filter bed appeared to be the use of pure oxygen for oxygen enrichment of the untreated water.

Today, adequate quantities of oxygen from air-liquefaction and subsequent fractionated distillation can be made available by industry at acceptable prices.

As it is relatively easy to ensure a quantity-dependent dosage of oxygen, one can work with quantities which are not appreciably higher than those theoretically required. Control is also possible, in accordance with the proposal by Hässelbarth using redox potential. A certain oxygen excess above the stoichiometric requirement is, however, necessary to ensure that the reactions are fast

enough (Law of mass action). The maximum possible oxygen enrichment obtainable is 60 mg/l.

In the simplest case the oxygen supply for a water treatment plant consists of a batch of oxygen cylinders which add oxygen to the untreated water via a pressure reduction stage. For increased quantities of oxygen, a tank system for storage of the liquid oxygen should be used.

The addition of oxygen to the untreated water can theoretically be made with a frit, filter cartridge or mixing element. The pre-condition for an economic and perfect operational solution is, however, that the oxygen is properly dissolved in the water. In a test plant with mixing elements, the mixing of the gases with the liquid was done first, the solution requiring an extended reaction period to prevent separation of the phase. During further tests it was found that a perfect oxygen solution was obtained by the use of an oxidator or similar device, with the direction of flow being from top to bottom. Similar good results were obtained with a Vortex mixer or a packed column.

The use of oxygen was tested initially in a water works with steel pressure filters. The free-standing pressure filters (diameter 4.00 m, height 5.50 m) are arranged in two filter streams with an oxidator connected upstream of each.

The filter bed, height 3.00 m, consists of quartz gravel, grain size 1-1.5 mm. The untreated water had the composition indicated in Table 1.

Deferrization efficiency was satisfactory, whilst demanganization was unsatisfactory. The filters had to be washed every 24 to 48 hours and the sludge content of the filter wash water was only minimal. The original aeration valves of the filter had already been replaced by larger size valves, which were almost continuously in operation. The filtrate was slightly turbid with air. It could be safely presumed, therefore, that the pore volume of the filter bed was blocked by air inclusions. Through frequent flushing, which largely forced out the air inclusions in the filter bed, the ferritic and manganese bacteria were considerably disturbed in their development and the filter was not properly run-in, even after a 10 year operating period. Due to manganese deposits in the pipe network, repeated consumer complaints were received about blackish water.

For the operational trial, oxygen was supplied initially from batches of cylinders and thereafter from a tank plant. It was first added to the untreated water via a water sampling connection. Mixing and dissolving was done in the available oxidator, which was flooded. So as to obtain a comparison between gasification by the addition of air and by the addition of oxygen, operation with air was continued initially on one filter stream, whilst the other stream was gasified with oxygen. After approximately 4 weeks, demanganization started in the "O<sub>2</sub> - filter stream", whilst as expected no change in the quality of water occurred in the "air - filter stream". The oxygen addition was 4 to 6 mg/l. As a result of the efficiency of the "O<sub>2</sub> - filter stream" the whole works was converted to oxygen operation after 4 months.

The oxygen was kept at a relatively low level in this works, as the oxygen addition, required for corrosion protection in the pipe network, was made at the tank inlet of a cascade connected upstream of the pure water tank.

After a certain filter operating period, production trials were made at the works. These showed that the maximum flow rate of a filter could be increased from ~180 m<sup>3</sup>/h to > 200 m<sup>3</sup>/h, without any deterioration in the filtrate quality being observed.

In this case it was not possible to improve filtrate quality, but filtrate quantity was increased, which meant that an enlargement of the works was not necessary. At the same time the flushing water requirement sank considerably. The savings due to the considerable reduction in mains flushing, and pipe cleaning are an additional factor in favour of O<sub>2</sub> gasification.

In the meantime additional works have been converted to gasification with oxygen.

However a warning must be issued against the wish to convert each plant to oxygen in order to avoid all treatment problems.

In another works, where the untreated water contained considerable concentrations of ammonium ions, it was found that improvement of demanganization was possible only after nitrification of the ammonia had been improved by increasing the retention of the water in the filter. An increase of the oxygen concentration above 10 mg/l appeared to inhibit the nitrification capacity of the nitrifying bacteria. A separate report will be given on this problem.

However the success of the water works converted to oxygen operation shows that gasification with oxygen is a real alternative to aeration.

## References

- W. Mevius und H. Steinbrecht, Einsatz von Sauerstoff bei einer Enteisungs- und Entmanganungs-anlage, GWF – Wasser/Abwasser 120 (1979) 116-118.  
 W. Mevius und H. Steinbrecht, Leistungssteigerung im Wasserwerk, Neue DELIWA – Zeitschrift (1978) 260-261.  
 F. Schöller und F. Nowotny, Zur Belüftung von Trinkwasser mit reinem Sauerstoff, Gas – Wasser – Wärme 25 (1971) 217-222.  
 H. Wingrich, Die Verfahren der geschlossenen Belüftung von Rohwasser und ihre Wirtschaftlichkeit, Wasserwirtschaft – Wassertechnik 25 (1975) 43-48.

**Table 1**

Hamburger Wasserwerke GmbH Abt Hygiene Entnahmestelle Ww Walddörfer, Rohwasser		
	min	max
Entn datum		
Tgb. Nr.		
Temp. °C	11	12
Farbe mg/l Pt	7	10
Geruch		H <sub>2</sub> S
Leitf. µ S/cm	310	370
Redox. mV		
pH	7,3	7,6
pH Sätt		
-p-Wert	0,2	0,3
CO <sub>2</sub> frei mg/l	9	14
O <sub>2</sub> mg/l		n.n.
Fe ges. mg/l	0,7	1,3
Mn ges. mg/l	0,15	0,2
m-Wert	3,3	3,7
K-Härte °d	8,8	10,0
G-Härte °d	8,8	10,0
Ca <sup>2+</sup> mg/l	52	60
Mg <sup>2+</sup> mg/l	1,7	9,5
Na <sup>+</sup> mg/l	15	25
K <sup>+</sup> mg/l	2	3
Al <sup>3+</sup> mg/l		
NH <sub>4</sub> <sup>+</sup> mg/l	0,3	0,6
NO <sub>2</sub> <sup>-</sup> mg/l		<0,01
NO <sub>3</sub> <sup>-</sup> mg/l		<0,1
SO <sub>4</sub> <sup>2-</sup> mg/l	10	15
Cl <sup>-</sup> mg/l	10	21
F <sup>-</sup> mg/l	0,12	0,15
PO <sub>4</sub> <sup>3-</sup> orth. mg/l	0,2	0,3
PO <sub>4</sub> <sup>3-</sup> ges. mg/l		
SiO <sub>2</sub> mg/l	15	25
Kol (G20°) ml <sup>-1</sup>		
Kol (A20°) ml <sup>-1</sup>		
Kol (A37°) ml <sup>-1</sup>		
E. Coli (100ml) <sup>-1</sup>		
Colif. B. (100ml) <sup>-1</sup>		
Ext. (436) cm <sup>-1</sup>		
Ext. (254) cm <sup>-1</sup>		
KMnO <sub>4</sub> -V mg/l	7	11
CSB mg/l		
DOC mg/l	0,8	2,1
Humin. mg/l		<0,6
Deterg. mg/l		
Harnst. mg/l		
CH <sub>4</sub> mg/l		
As <sup>3+</sup> µg/l		
Pb <sup>2+</sup> µg/l		
Cd <sup>2+</sup> µg/l		
Cr <sup>3+</sup> µg/l		
Cu <sup>2+</sup> µg/l		
Hg <sup>2+</sup> µg/l		
Se <sup>3+</sup> µg/l		
Zn <sup>2+</sup> µg/l		
PAK ng/l		
CN-µg/l		
Radio p <sup>C</sup> /l		
Cl <sub>2</sub> fr. mg/l		
Cl <sub>2</sub> ges. mg/l		

# Oxygen in the treatment of drinking water

by Dr. Walter Mevius

Hamburg (Federal Republic of Germany)

Methane, iron, manganese, ammonia and similar substances occur geologically in the groundwater of North Germany, and must be removed from the water during treatment by means of oxidation and, possibly, subsequent filtration. A certain quantity of oxygen is required for the oxidation of each substance and this must be added to the water during treatment. If the oxygen is added to the water by aeration, then the water will be subsequently in equilibrium with the air, i.e. under favourable conditions a maximum of 11 mg/l oxygen can be dissolved in water at a groundwater temperature of approx. 10°C. However as the air only has a 21% oxygen content, all the other constituents of the air will also be dissolved up to saturation point in the water, particularly nitrogen.

Aeration can take place in open or in closed plants. In open plants, i.e. nozzle application or spraying plants or cascades there can occur, simultaneously with the absorption of gas and oxygen, an equivalent release of other gases e.g. of methane or carbon dioxide. The efficiency of this type of plant depends to some extent on droplet size, as gas exchange takes place only on the surface. In enclosed aeration plants, only the addition of gas takes place; a release of gas is not possible. In addition the gas and air flow must be proportional to the water flow. Where there is an excessive application of air, or where the air is not injected in fine bubbles, the quantity of air dissolved in the water will be inadequate and thus gas bubbles will pass also into the filter bed. There they cause blockages through increased filter resistance and a corresponding decrease in filter capacity. In addition the other gases dissolved in the water, particularly nitrogen, can also cause filtration difficulties. The formation of gas bubbles in the filter increases with increased under-pressure, as solubility depends on pressure. In general, gas bubbles are released more easily on the very rough surfaces of the filter gravel than on smooth surfaces, e.g. the pipework. In addition it is possible also that, after aeration, the maximum possible O<sub>2</sub> in the water of 11 mg/l may be inadequate for oxidation of the substances contained in the water.

One possibility for making available a higher quantity of oxygen than 11 mg/l for treatment is the dry filter developed by the Dutch, where the oxygen consumed during oxidation of the water ingredients is replaced by air obtained from the water in the filter.

One solution to the twin problems of available quantity of oxygen and gas separation in the filter bed appeared to be the use of pure oxygen for oxygen enrichment of the untreated water.

Today, adequate quantities of oxygen from air-liquefaction and subsequent fractionated distillation can be made available by industry at acceptable prices.

As it is relatively easy to ensure a quantity-dependent dosage of oxygen, one can work with quantities which are not appreciably higher than those theoretically required. Control is also possible, in accordance with the proposal by Hässelbarth using redox potential. A certain oxygen excess above the stoichiometric requirement is, however, necessary to ensure that the reactions are fast

enough (Law of mass action). The maximum possible oxygen enrichment obtainable is 60 mg/l.

In the simplest case the oxygen supply for a water treatment plant consists of a batch of oxygen cylinders which add oxygen to the untreated water via a pressure reduction stage. For increased quantities of oxygen, a tank system for storage of the liquid oxygen should be used.

The addition of oxygen to the untreated water can theoretically be made with a frit, filter cartridge or mixing element. The pre-condition for an economic and perfect operational solution is, however, that the oxygen is properly dissolved in the water. In a test plant with mixing elements, the mixing of the gases with the liquid was done first, the solution requiring an extended reaction period to prevent separation of the phase. During further tests it was found that a perfect oxygen solution was obtained by the use of an oxidator or similar device, with the direction of flow being from top to bottom. Similar good results were obtained with a Vortex mixer or a packed column.

The use of oxygen was tested initially in a water works with steel pressure filters. The free-standing pressure filters (diameter 4.00 m, height 5.50 m) are arranged in two filter streams with an oxidator connected upstream of each.

The filter bed, height 3.00 m, consists of quartz gravel, grain size 1-1.5 mm. The untreated water had the composition indicated in Table 1.

Deferrization efficiency was satisfactory, whilst demanganization was unsatisfactory. The filters had to be washed every 24 to 48 hours and the sludge content of the filter wash water was only minimal. The original aeration valves of the filter had already been replaced by larger size valves, which were almost continuously in operation. The filtrate was slightly turbid with air. It could be safely presumed, therefore, that the pore volume of the filter bed was blocked by air inclusions. Through frequent flushing, which largely forced out the air inclusions in the filter bed, the ferritic and manganese bacteria were considerably disturbed in their development and the filter was not properly run-in, even after a 10 year operating period. Due to manganese deposits in the pipe network, repeated consumer complaints were received about blackish water.

For the operational trial, oxygen was supplied initially from batches of cylinders and thereafter from a tank plant. It was first added to the untreated water via a water sampling connection. Mixing and dissolving was done in the available oxidator, which was flooded. So as to obtain a comparison between gasification by the addition of air and by the addition of oxygen, operation with air was continued initially on one filter stream, whilst the other stream was gasified with oxygen. After approximately 4 weeks, demanganization started in the "O<sub>2</sub> - filter stream", whilst as expected no change in the quality of water occurred in the "air - filter stream". The oxygen addition was 4 to 6 mg/l. As a result of the efficiency of the "O<sub>2</sub> - filter stream" the whole works was converted to oxygen operation after 4 months.

The oxygen was kept at a relatively low level in this works, as the oxygen addition, required for corrosion protection in the pipe network, was made at the tank inlet of a cascade connected upstream of the pure water tank.

After a certain filter operating period, production trials were made at the works. These showed that the maximum flow rate of a filter could be increased from ~180 m<sup>3</sup>/h to > 200 m<sup>3</sup>/h, without any deterioration in the filtrate quality being observed.

In this case it was not possible to improve filtrate quality, but filtrate quantity was increased, which meant that an enlargement of the works was not necessary. At the same time the flushing water requirement sank considerably. The savings due to the considerable reduction in mains flushing, and pipe cleaning are an additional factor in favour of O<sub>2</sub> gasification.

In the meantime additional works have been converted to gasification with oxygen.

However a warning must be issued against the wish to convert each plant to oxygen in order to avoid all treatment problems.

In another works, where the untreated water contained considerable concentrations of ammonium ions, it was found that improvement of demanganization was possible only after nitrification of the ammonia had been improved by increasing the retention of the water in the filter. An increase of the oxygen concentration above 10 mg/l appeared to inhibit the nitrification capacity of the nitrifying bacteria. A separate report will be given on this problem.

However the success of the water works converted to oxygen operation shows that gasification with oxygen is a real alternative to aeration.

## References

- W. Mevius und H. Steinbrecht, Einsatz von Sauerstoff bei einer Enteisungs- und Entmanganungs-anlage, GWF – Wasser/Abwasser 120 (1979) 116-118.
- W. Mevius und H. Steinbrecht, Leistungssteigerung im Wasserwerk, Neue DELIWA – Zeitschrift (1978) 260-261.
- F. Schöller und F. Nowotny, Zur Belüftung von Trinkwasser mit reinem Sauerstoff, Gas – Wasser – Wärme 25 (1971) 217-222.
- H. Wingrich, Die Verfahren der geschlossenen Belüftung von Rohwasser und ihre Wirtschaftlichkeit, Wasserwirtschaft – Wassertechnik 25 (1975) 43-48.

**Table 1**

Hamburger Wasserwerke GmbH Abt Hygiene Entnahmestelle Ww Walddörfer, Rohwasser		
	min	max
Entn datum		
Tgb. Nr.		
Tempt. °C	11	12
Farbe mg/l Pt	7	10
Geruch		H <sub>2</sub> S
Leitf. µ S/cm	310	370
Redox. mV		
pH	7,3	7,6
pH Sätt		
-p-Wert	0,2	0,3
CO <sub>2</sub> frei mg/l	9	14
O <sub>2</sub> mg/l		n.n.
Fe ges. mg/l	0,7	1,3
Mn ges. mg/l	0,15	0,2
m-Wert	3,3	3,7
K-Härte °d	8,8	10,0
G-Härte °d	8,8	10,0
Ca <sup>2+</sup> mg/l	52	60
Mg <sup>2+</sup> mg/l	1,7	9,5
Na <sup>+</sup> mg/l	15	25
K <sup>+</sup> mg/l	2	3
Al <sup>3+</sup> mg/l		
NH <sub>4</sub> <sup>+</sup> mg/l	0,3	0,6
NO <sub>2</sub> <sup>-</sup> mg/l		<0,01
NO <sub>3</sub> <sup>-</sup> mg/l		<0,1
SO <sub>4</sub> <sup>2-</sup> mg/l	10	15
Cl <sup>-</sup> mg/l	10	21
F <sup>-</sup> mg/l	0,12	0,15
PO <sub>4</sub> <sup>3-</sup> orth. mg/l	0,2	0,3
PO <sub>4</sub> <sup>3-</sup> ges. mg/l		
SiO <sub>2</sub> mg/l	15	25
Kol (G20°) ml <sup>-1</sup>		
Kol (A20°) ml <sup>-1</sup>		
Kol (A37°) ml <sup>-1</sup>		
E. Coli (100ml) <sup>-1</sup>		
Colif. B. (100ml) <sup>-1</sup>		
Ext. (436) cm <sup>-1</sup>		
Ext. (254) cm <sup>-1</sup>		
KMnO <sub>4</sub> -V mg/l	7	11
CSB mg/l		
DOC mg/l	0,8	2,1
Humin. mg/l		<0,6
Deterg. mg/l		
Harnst. mg/l		
CH <sub>4</sub> mg/l		
As <sup>3+</sup> µg/l		
Pb <sup>2+</sup> µg/l		
Cd <sup>2+</sup> µg/l		
Cr <sup>3+</sup> µg/l		
Cu <sup>2+</sup> µg/l		
Hg <sup>2+</sup> µg/l		
Se <sup>3+</sup> µg/l		
Zn <sup>2+</sup> µg/l		
PAK ng/l		
CN-µg/l		
Radio p <sup>C</sup> /l		
Cl <sub>2</sub> fr. mg/l		
Cl <sub>2</sub> ges. mg/l		



# Emploi de l'oxygène dans le traitement des eaux potables

## par Walter Mevius

Docteur ès sciences, Hambourg, République Fédérale d'Allemagne

Du fait de la géologie, les eaux souterraines de l'Allemagne du Nord contiennent entre autres du méthane, du fer, du manganèse et de l'ammonium, substances qui, lors du traitement, doivent être éliminées par une oxydation éventuellement suivie d'une filtration. Pour cette oxydation, il faut introduire au cours du traitement un certain volume d'oxygène. Si cela se fait par aération de l'eau, celle-ci se trouve finalement en équilibre avec l'air, c'est à dire qu'à une température des eaux souterraines de 10°C environ et dans des conditions favorables, l'eau aérée contient au maximum 11 mg/l d'oxygène dissous. L'air n'en contenant qu'environ 21%, tous les autres constituants, l'azote en particulier, se retrouvent dans l'eau, qui en est saturée.

Cette aération peut se faire dans des installations ouvertes ou fermées. Dans les premières, qui comportent soit des diffuseurs d'air, soit une installation de pulvérisation, soit une chute en cascade, il se produit simultanément à l'absorption d'oxygène un dégagement de gaz éventuel, par exemple de méthane ou de gaz carbonique. L'échange gazeux ne s'effectuant qu'à la surface des gouttes d'eau, le rendement de cette réaction est fonction du volume des gouttelettes formées.

Dans les installations d'aération fermées, il n'y a qu'un apport de gaz et tout échappement de gaz est impossible. Le débit de gaz ou d'air doit en outre être proportionnel à celui de l'eau. S'il est trop élevé ou si les bulles d'air introduites ne sont pas suffisamment fines, la dissolution de l'air dans l'eau est incomplète et des bulles d'air pénètrent dans la couche filtrante, qui finit par être colmatée, ce qui augmente la résistance du filtre et diminue son rendement. Les autres gaz dissous dans l'eau, l'azote surtout, peuvent aussi créer des difficultés de filtration.

La formation de bulles de gaz s'accélère au fur à mesure que la dépression augmente dans le filtre, car la solubilité dépend de la pression. En général, les bulles gazeuses s'échappent plus facilement d'une surface fortement courbe comme celle du gravier des filtres, que des surfaces planes comme par exemple la tuyauterie. Par contre, on est en droit de penser que la dissolution d'au maximum 11 mg/l O<sub>2</sub> qu'on peut atteindre par aération n'est pas suffisante pour oxyder la totalité des matières contenues dans l'eau.

Mise au point par les Hollandais, la filtration à sec, au cours de laquelle l'oxygène utilisé par l'oxydation des matières contenues dans l'eau est remplacé au fur et à mesure par l'air introduit dans le filtre avec l'eau, offre la possibilité de disposer pour le traitement d'un volume d'oxygène supérieur à 11 mg/l O<sub>2</sub>.

L'emploi d'oxygène pur pour l'enrichissement des eaux brutes en oxygène nous a paru une solution valable aussi bien au problème posé par la teneur en oxygène dissous possible qu'à celui du dégagement de gaz dans le filtre.

L'industrie offre actuellement en quantité suffisante et à des prix compétitifs de l'oxygène obtenu par liquéfaction de l'air et distillation fractionnée de l'air liquide.

Le dosage de l'oxygène en fonction du débit étant relativement simple, il est possible d'opérer avec des quantités qui ne dépassent pratiquement par les besoins

théoriques. Le dosage peut également se faire, comme l'a proposé Hässelbarth, proportionnellement au potentiel d'oxydo-réduction. Pour que les réactions soient suffisamment actives (loi d'action en masse) il est toutefois indispensable de disposer d'un volume d'oxygène dépassant les besoins stœchiométriques. Un enrichissement de 60 mg/l représente le maximum à atteindre.

Dans sa forme la plus simple, l'approvisionnement en oxygène se fait par des cadres de bouteilles d'oxygène à partir desquelles, par un détendeur, l'oxygène est introduit dans l'eau brute. Si l'on a besoin de gros débits, il vaut mieux utiliser des réservoirs d'oxygène liquide.

Théoriquement, l'oxygène peut être introduit dans les eaux brutes par l'intermédiaire de dômes poreux, de bougies filtrantes ou d'un mélangeur. Il est néanmoins impératif que l'oxygène soit parfaitement dissous dans l'eau pour que la solution du problème soit économiquement et techniquement valable. Dans une installation d'essai, un mélange des phases gazeuses et liquides se rendait en premier lieu dans un mélangeur et ce n'est qu'après une réaction prolongée que la dissolution de l'oxygène dans l'eau se produisait où avait lieu la séparation des phases. Il ressort d'autres essais entrepris que l'on obtient une parfaite dissolution de l'oxygène dans l'eau à l'aide d'un oxydateur ou d'un poste assimilé traversé par l'eau du haut en bas. On a obtenu des succès semblables en utilisant des mélangeurs à turbulence ou des colonnes chargées de matériaux de remplissage.

En premier lieu, nous avons tenté l'emploi d'oxygène dans une station équipée de filtres sous pression en acier installés en ligne sur deux rangs disposant chacun d'un poste d'oxydation en amont.

Epaisse de 3,0 m, la couche filtrante était formée de grains de quartz de 1-1,5 mm. La composition de l'eau brute est donnée par le tableau 1. (Page 4).

La déferrisation se faisait avec un taux de rendement satisfaisant alors que la démanganisation laissait à désirer: les filtres devaient être lavés toutes les 24 ou 48 heures. Le taux de boues en suspension dans l'eau de lavage des filtres était minimal. Les clapets de dégagement d'air des filtres avaient été remplacés par d'autres de plus grande taille qui étaient en marche presque en permanence. L'eau filtrée était quelque peu troublée par de l'air qui, on pouvait l'admettre avec certitude, contrariait la porosité du lit filtrant.

Destinés surtout à expulser l'air retenu dans l'épaisseur des filtres, les lavages fréquents troublaient si intensément la prolifération des ferro- et manganobactéries qu'après dix années d'utilisation les filtres ne fonctionnaient pas encore avec un rendement satisfaisant. Le manganèse présent dans les conduites provoquait des réclamations des consommateurs qui se plaignaient de l'eau noire.

Des essais en service furent d'abord entreprise avec des cadres de bouteilles d'oxygène avant que l'on installe un réservoir d'oxygène liquide grâce auquel l'oxygène était ajouté à l'eau brute par un robinet doseur. Mélange et dissolution se faisaient dans le poste d'oxydation en place complètement rempli. Pour pouvoir effectuer des comparaisons entre l'air et l'oxygène, une ligne de filtre fut, comme à l'accoutumée, alimentée avec de l'air, l'autre

avec de l'oxygène. Environ quatre semaines plus tard, la démanganisation débuta, conformément à l'attente, dans la ligne de filtres à l'oxygène, alors qu'aucun changement de qualité n'était détecté dans l'eau de la ligne témoin alimentée en air. Le dosage de l'oxygène était de 4 à 6 mg/l. Quatre mois plus tard, au vu des excellents résultats obtenus par la ligne de filtres à l'oxygène, toute l'installation fut reconvertie pour ne fonctionner qu'à l'oxygène pur.

Dans cette usine, la dose d'oxygène à employer fut considérablement réduite par le fait que l'oxygène nécessaire pour protéger le réseau des conduites contre la corrosion était fourni dans le bassin de tête par une cataracte, en amont du réservoir d'eau traitée.

Après un certain temps, les essais de rendement de la station apportèrent la confirmation que le débit maximum pouvait être relevé de ~180 m<sup>3</sup>/h à >200 m<sup>3</sup>/h par filtre sans que la qualité de l'eau produite ait à en souffrir.

En l'occurrence, non seulement la qualité, mais aussi le débit des eaux filtrées se trouvèrent améliorés, ce qui rendit superflu un projet d'agrandissement de l'usine. Simultanément, les besoins en eau de lavage et de curage de la conduite, se raréfiant sensiblement, firent également réaliser des économies, qui parlent aussi en faveur de l'emploi de l'oxygène.

Depuis lors d'autres usines ont été également converties à l'oxygénation des eaux brutes.

Il n'en reste pas moins qu'il est nécessaire de mettre en garde contre une éventuelle illusion: cette conversion ne résoud pas pour autant tous les problèmes de traitement. Notamment, dans une autre usine dont les eaux brutes accusaient une importante teneur en ions

ammonium, la démanganisation ne put être améliorée qu'après que la nitrification de l'ammonium l'ait été elle-même, entre autres en laissant l'eau séjourner plus longtemps dans le filtre. Une augmentation de la teneur en oxygène au-dessus de 10 mg/l sembla freiner l'activité des nitrobactéries. Ce problème fera l'objet d'une communication séparée.

Le succès rencontré dans les stations de traitement reconverties ont apporté la preuve que l'oxygénation de l'eau brute représente une alternative heureuse à l'aération de l'eau.

## Bibliographie

Mevius W., Steinbrecht H. Einsatz von Sauerstoff bei einer Enteisungs- und Entmanganungsanlage. (Emploi d'oxygène dans une installation de déferrisation et de démanganisation). GWF - Wasser/Abwasser 120 (1979) 116-118.

Mevius W., Steinbrecht H. Leistungssteigerung im Wasserwerk. (Augmentation de rendement dans une station de traitement d'eau.) Neue DELIWA Zeitschrift (1979) 260-261.

Schöller F., Nowotny F. Zur Belüftung von Trinkwasser mit reinem Sauerstoff. (Au sujet de l'aération de l'eau potable par oxygène pur.) Gas-Wasser-Wärme 25 (1971) 217-222.

Wingrich H. Die Verfahren der geschlossenen Belüftung von Rohwasser und ihre Wirtschaftlichkeit. (Le procédé d'aération en cuve fermée de l'eau brute et son économie.) Wasserwirtschaft-Wassertechnik 25 (1975) 43-48.

## Progrès dans le traitement biologique

par A. Benedek,

Professeur associé, Département de génie chimique, McMaster University, Hamilton, Ontario, Canada.

et Y. Richard,

Société Degrémont, B.P. 46, 92152 Suresnes CEDEX, France.

### Introduction

La technologie classique du traitement de l'eau potable est basée sur des processus physicochimiques tels que coagulation, décantation, filtration et chloration. Récemment, deux évolutions majeures ont obligé à réexaminer cette technologie. D'abord, la pollution croissante des eaux de surface dans le monde entier s'est traduite par la présence de quantités significatives de produits organiques de synthèse,  $\text{NH}_4^+$ ,  $\text{NO}_3^-$ , et autres traces d'éléments indésirables dans les prises d'eau de nombreuses stations de traitement d'eau potable. Ensuite, les progrès de la chimie analytique font que beaucoup de ces éléments indésirables peuvent maintenant être détectés dans l'eau traitée et que certaines déficiences dans les technologies physicochimiques appliquées (comme la formation de trihalométhanes) sont devenues apparentes.

Il en est résulté un appel mondial à des normes de qualité de l'eau potable plus strictes et en conséquence, à la recherche de technologies qui pourraient répondre aux normes de qualité existantes ou anticipées.

Le traitement biologique est l'une des technologies actuellement à l'étude. Comme il sera démontré ci-dessous, le traitement biologique peut éliminer des matières organiques désagréables (par ex. phénols) aussi bien que des matières inorganiques (par ex.  $\text{NH}_4^+$ ,  $\text{NO}_3^-$  et leurs composés).

Pour l'élimination des corps biodégradables, le traitement biologique offre deux avantages significatifs:

- (i) faibles coûts d'exploitation en raison des faibles besoins en énergie) et
- (ii) probabilité relativement faible de formation de sous-produits toxiques.

Les inconvénients principaux du traitement biologique sont:

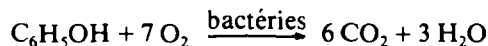
- (i) contrôle du traitement difficile à atteindre
- (ii) investissements en capital relativement élevés, et
- (iii) les eaux traitées peuvent être excessivement contaminées par des bactéries.

La difficulté de contrôle du traitement est de loin l'inconvénient le plus significatif à l'heure actuelle et, en raison d'une compréhension relativement faible du traitement biologique, il existe des possibilités non négligeables pour qu'il soit mal appliqué.

Le but de ce rapport est de jeter les bases d'une meilleure compréhension du traitement biologique et, en conséquence, d'empêcher qu'il soit mal appliqué. L'accent est fortement mis sur la revue des recherches récentes relatives au traitement biologique dans les filtres à charbon actif granulé car c'est à propos de ce procédé que la plupart des progrès et aussi des incompréhensions se sont manifestés ces dernières années.

### Elimination des matières organiques

Pour les besoins de ce rapport, on admet que l'élimination des matières organiques résulte du métabolisme des bactéries. Un exemple de réaction de biodégradation en condition aérobie, est donné ci-dessous:



La dégradation biologique au cours du traitement de l'eau potable diffère de celle du traitement des eaux usées en ce que la teneur en matière organique dégradable est généralement extrêmement faible. Les principes habituels du traitement des eaux usées ne sont donc pas applicables, la production nette de cellules pendant la biodégradation est probablement négligeable car pour une faible teneur en substrat, l'énergie dérivée de la dégradation du substrat est probablement insuffisante pour compenser la dégradation cellulaire. Donc, dans la réaction ci-dessus, les bactéries apparaissent comme catalyseurs plutôt que comme un réactif direct ou un produit de réaction.

La teneur en matière organique des eaux de surface varie typiquement de 2 à 10 mg/l, exprimé en carbone ou carbone organique total (COT). Typiquement, plus de 90% de ces matières organiques sont des acides humiques et fulviques non-dégradables (Packham 1964; Helfgott et al. 1977) et en conséquence, dans la plupart des eaux de surface, on peut s'attendre à ce que la teneur en COT biodégradable soit inférieure à 1 mg/l.

Si l'on admet qu'il existe environ 9 mg/l d'oxygène dans l'eau de surface juste avant le traitement biologique, et que les bactéries ont besoin de 3 mg/l d' $\text{O}_2$  au maximum pour chaque mg de COT dégradé en  $\text{CO}_2$ , on peut estimer qu'il peut se trouver jusqu'à 3 mg/l de COT biodégradable dans l'eau de surface avant qu'une situation anaérobie se rencontre au cours du traitement. On peut donc admettre que la situation sera généralement aérobie.

D'un autre côté, si l'on a besoin d'oxygène biologique pour une oxydation inorganique (par ex. oxydation de  $\text{NH}_4^+$ ), la situation deviendra anaérobie si l'on ne l'empêche pas par une aération comme indiqué ci-dessous dans le chapitre sur l'élimination du  $\text{NH}_4^+$ .

### Filtration lente sur sable

La filtration lente sur sable est l'une des plus anciennes techniques utilisée pour la production d'eau potable (Smethurst, 1979). Dans les filtres à sable lents, l'eau percole à travers un lit de sable fin à des vitesses de l'ordre du mètre par jour. Au cours du passage de l'eau à travers le lit, on s'attend à ce que certaines matières

organiques se dégradent et à ce que  $\text{NH}_4$ , le fer et le manganèse soient éliminés biologiquement.

Au cours des dernières années, il y a eu un déclin continu dans l'emploi des filtres lents en raison de leurs inconvénients sérieux (RAY, 1974):

- (i) importantes surfaces nécessaires
- (ii) coûts de main d'oeuvre élevés pour desservir et nettoyer les filtres
- (iii) encrassement de la surface par les eaux brutes a forte turbidité
- (iv) difficultés d'exploitation en climat froid
- (v) élimination de la couleur insuffisante.

Néanmoins certaines stations de traitement modernes conservent toujours des filtres lents comme élément du traitement d'ensemble avant ou après les traitements physicochimiques classiques. Ainsi les stations de traitement le long du Rhin ont recours à la filtration par les rives pour pré-traiter leurs eaux brutes avant ozonation, filtration rapide sur sable, adsorption au charbon actif et post-chloration.

L'élimination des matières organiques au cours du passage à travers les rives peut être substantielle; par exemple, à Dusseldorf, l'infiltration par les rives abaisse le COT de l'eau du Rhin d'une moyenne de 6,5 à 2 mg/l. Mais dans le cas de l'infiltration par les rives, une partie de la diminution du COT vient de la dilution avec l'eau souterraine qui abonde dans les couches alluviales.

Inversement, la post-filtration tend à n'éliminer que très peu de matière organique, comme le montre l'expérience de la station de traitement de Lengg de la ville de Zurich, Suisse. Dans cette station, l'eau du lac est coagulée, filtrée, ozonée et filtrée sur charbon actif avant filtration lente sur sable (Schalekamp, 1976). Après ce traitement intensif, l'élimination de COT au cours de la filtration lente sur sable est pratiquement négligeable. Cependant cette post-filtration sur sable est justifiée comme assurance en cas de défaillance potentielle des étapes de traitement en amont.

Une excellente étude sur les filtres à sable lents à été récemment réalisée par Mallevalle (1980). Cette étude portait aussi sur l'emploi du charbon actif en grains dans des filtres rapides et lents et la figure 1

Figure 1. Répartition des débits à la station expérimentale française du Mont Valérien (d'après Mallevalle, 1980). (Page J6)

donne le plan des installations étudiées. L'eau de la Seine, relativement polluée, est traitée en deux courants principaux parallèles. Dans le premier courant, la filtration lente sur sable est utilisée comme traitement primaire, dans le second courant les étapes de traitement physicochimiques classiques de coagulation, décantation et filtration rapide sur sable précèdent la filtration lente sur sable. Comme le montre la figure, le second courant comporte des expériences parallèles sur l'effet de l'ozone et sur le remplacement du milieu filtrant par du charbon actif en grains. Finalement, on étudie également la différence entre la filtration lente et la filtration rapide sur charbon en grains. Toutes les installations sont à échelle industrielle, à l'exception des filtres rapides à charbon en grains. Le tableau 1 donne le détail des conditions de fonctionnement des filtres. Le tableau 2 donne l'élimination des matières organiques en, termes de COT.

Tableau 1. Caractéristiques des milieux filtrants au cours de l'étude du Mont Valérien. (Page J6)

Tableau 2. Teneur en COT de l'effluent des principales unités de traitement au Mont Valérien (D'après Mallevalle, 1980). (Page J7)

Les résultats donnés dans le tableau 2 permettent de tirer de cette étude les conclusions suivantes:

- (i) la filtration lente sur sable seule permet de réduire

le COT de l'eau brute de 30%, soit juste autant que les étapes physicochimiques classiques de coagulation, décantation et filtration;

- (ii) en l'absence de filtration sur charbon en grains, la post-filtration lente sur sable amène une élimination supplémentaire de COT de près de 10%;
- (iii) l'ozonation améliore l'élimination de COT pendant la post-filtration lente sur sable de près de 5%;
- (iv) le remplacement des 15 premiers centimètres de sable par du charbon actif en grains augmente l'élimination du COT par filtration lente de 12 à 15%.

## Élimination des matières organiques dans les filtres à charbon actif en grains

Les filtres à charbon actif en grain (CAG) ont été installés à l'origine dans les stations de traitement de l'eau pour éliminer par adsorption les composés organiques. Les recherches faites au cours de la dernière décennie ont toutefois fait ressortir qu'il existait des populations microbiennes significatives dans les filtres à CAG (Klotz et al., 1976; Van der Kooij, 1976; Benedek, 1977; Latoszek et Benedek, 1979).

On peut tirer les conclusions suivantes de l'analyse de ces recherches:

- (i) les bactéries s'adsorbent rapidement sur le charbon actif. Initialement, l'adsorption de bactéries de l'eau envoyée sur le filtre est presque complète (Benedek, 1977). Par la suite, il s'établit un équilibre d'adsorption (Klotz et al., 1976). On a noté des niveaux de bactéries atteignant  $10^8$  cellules par gramme de CAG.
- (ii) La teneur en bactéries dans l'effluent des filtres s'abaisse initialement pendant le passage à travers les filtres. Par la suite, la teneur en bactéries s'élève si l'on ne pratique pas des lavages fréquents (Schalekamp, 1976).

Parallèlement au travail sur les aspects microbiologiques de ces filtres, des chercheurs ont commencé à étudier les mécanismes d'élimination de la matière organique et ont postulé que c'est la dégradation biologique plutôt que l'adsorption sur le charbon actif qui est le mécanisme principal de l'élimination de la matière organique dans les filtres à CAG, particulièrement après une longue période de temps (Eberhardt, 1976; Benedek, 1977; Rice, 1977). En outre, certains des chercheurs ont soutenu que la croissance bactérienne sur le CAG représente un milieu de croissance spécial dans lequel le substrat, concentré par adsorption, se prête plus facilement à la croissance. Ils ont aussi postulé que, comme résultat de cette activité, le charbon actif reste libre de matière organique (par suite de la régénération biologique) en conformité essentiellement avec les théories avancées pour les filtres à charbon actif en traitement secondaire des eaux usées (Weber, 1970; Guirguis, 1978). En fait un nouveau terme, "charbon actif biologique" (CAB) est né et, dans l'esprit de beaucoup, le CAB a été regardé comme une panacée qui peut substantiellement réduire ou éliminer le carbone organique à un très faible coût.

Mais des études récentes jettent un doute sur ces premiers rapports et montrent clairement que:

- (i) les bactéries ne sont pas capables d'utiliser la plupart de la matière organique adsorbée sur le CAG (Van der Kooij, 1978; Benedek, 1978);
- (ii) l'élimination à long terme de la matière organique dans les colonnes de charbon actif est due principalement à une adsorption lente (Benedek et al., 1980; Mallevalle, 1980).

Les observations ci-dessus méritent une discussion

détaillée car elles sont contraires à l'idée généralement acceptée du CAB auparavant décrite.

Les études de Van der Kooij (1976 et 1978) ont montré que le taux de mortalité des bactéries extraites de colonnes de charbon actif et de colonnes de sable après avoir été alimentées en eau du robinet pendant une longue période est essentiellement le même. L'interprétation de Van der Kooij est que les matières organiques adsorbées sur le charbon actif ne sont pas disponibles pour soutenir la croissance ou l'entretien des bactéries fixées. En outre Benedek (1978) donne des chiffres qui montrent que même pour un simple substrat comme le phénol, la régénération biologique possible est limitée et la fraction régénérable tend rapidement vers zéro.

Les études faites à l'Université McMaster (Peel et Benedek, 1979; Peel et Benedek, 1980; Benedek et al., 1980) montrent que l'adsorption est un processus très lent qui se passe en deux grandes étapes; d'abord l'adsorption procède relativement vite dans ce que les chercheurs ont dénommé les "macropores", ensuite elle se poursuit très lentement dans les "micropores". La figure 2 illustre le phénomène d'adsorption dans le

Figure 2. Illustration schématique du phénomène d'adsorption dans un grain de charbon actif. (Page J7)

charbon actif et le mélange de tailles de pores que l'on y rencontre habituellement. Il y a de nombreuses preuves (Peel et Benedek, 1980) en littérature que dans les pores qui sont semblables en taille aux adsorbats, la vitesse d'adsorption est restreinte. Ce phénomène de diffusion restreinte dans les petits pores est dénommé "diffusion lente".

La figure 3 illustre un essai cinétique en cuve pour Hamilton, Ontario, Canada, et portant sur de l'eau de robinet. Dans un tel essai, la concentration en carbone organique est surveillée en fonction du temps en présence d'une certaine quantité de CAG.

Figure 3. Essais en cuve sur de l'eau de robinet d'Hamilton, Ontario (d'après Benedek et al., 1980). Les constantes apparaissant sur cette figure sont les constantes cinétiques en cuve du modèle calculé pour la diffusion en macro et micropores. (Page J7)

Figure 4. Comportement d'adsorption à long terme d'adsorbés à charbon actif. Essais en cuve sur modèle utilisant l'eau de robinet d'Hamilton, Ontario (d'après Benedek et al., 1980). La ligne tirée est la prédiction du modèle d'adsorption cinétique. (Page J8)

Initialement, l'adsorption est très rapide, mais, éventuellement, elle devient extrêmement lente. L'eau distribuée à Hamilton vient du lac Ontario où la pollution d'origine humaine devrait être extrêmement diluée; par conséquent le carbone organique présent dans le lac Ontario ne devrait pas être dégradé. Cependant, la colonne d'adsorption indique l'élimination à long terme d'une petite fraction du carbone organique traversant la colonne.

Benedek et al. (1980) ont appliqué un modèle cinétique à trois paramètres de Peel et Benedek (1980) aux données cinétiques résultant de la figure 3 basées sur les principes de l'adsorption de micro et macro pore mentionnés ci-dessus. Ils ont ultérieurement prédit le comportement du filtre à CAG uniquement d'après un isotherme d'adsorption et les constantes cinétiques résultant de la figure 3 et ils ont obtenu une prédiction de la concentration de l'effluent en fonction du temps qui s'accorde raisonnablement bien avec les chiffres réels (voir figure 3). Ainsi, dans le cas de l'eau de robinet d'Hamilton, l'élimination à long terme de la matière organique peut être expliquée par l'adsorption plutôt que par la biodégradation.

Mallevalle (1980) a étudié des filtres à sable et à

CAG au Mont-Valérien comme discuté ci-dessus. Dans ce cas, l'eau brute était prise dans la Seine; une fraction significative du carbone organique doit être dégradé; une comparaison des filtres avec et sans CAG indique que dans les filtres lents contenant du CAG, il y a une élimination significativement plus importante de carbone organique.

En raison de la longueur du temps de contact dans ces filtres lents, Mallevalle a émis l'hypothèse que la fraction biologiquement dégradable des nutriments organiques (carbone organique assimilable ou CAO) serait complètement et également éliminée dans le sable aussi bien que dans le filtre à CAG/sable. Ainsi, en soustrayant l'élimination par le filtre à sable correspondant de l'élimination par le filtre à CAG/sable, on peut calculer l'élimination par adsorption. La figure 5 montre l'élimination cumulative par adsorption calculée de cette façon pour l'un des filtres contenant 15 cm de charbon actif NORIT PKST. La figure 5 donne aussi la courbe cumulative d'adsorption prédite par le modèle de Peel et Benedek (1980) d'après la cinétique en cuve et les données d'isotherme.

Figure 5. Comportement d'adsorption cumulative à long terme d'adsorbés en taille réelle (filtres lents à PKST) de l'étude du Mont Valérien (Mallevalle, 1980). La courbe continue est la prédiction pour cet adsorbé à deux couches sur la base du modèle cinétique d'adsorption lente de Benedek et al., (1980). (Page J8)

La pente des valeurs dans une courbe cumulative d'adsorption est égale à la fraction de matière organique éliminée. Les valeurs ressortant de la figure 5 sont évidemment caractéristiques de l'adsorption en ce qu'au début la pente est relativement forte, et qu'ensuite, la capacité d'adsorption diminuant, la pente tend graduellement vers zéro. Ainsi la suppression de l'élimination provoquée par la biodégradation réduit manifestement les valeurs à une élimination strictement d'adsorption. Le fait que l'élimination d'après la figure 5 est d'adsorption est également confirmé par l'excellent accord entre les chiffres expérimentaux et le modèle prédictif basé sur les seules caractéristiques de l'adsorption.

Les arguments ci-dessus montrent que le CAG n'augmente pas symbiotiquement ou "magiquement" la biodégradation. Cependant, comme le souligne Benedek (1978), le charbon actif comme support biologique a des avantages certains:

- (i) la rugosité de surface des grains de CAG en même temps qu'une capacité d'adsorption apparente pour les bactéries aide à retenir les bactéries à la surface des grains même en présence d'une force de cisaillement telle que celle qui se produit lors du lavage du filtre à l'air et à l'eau;
- (ii) le charbon actif protège les bactéries de désinfectants comme le chlore;
- (iii) de nombreuses substances toxiques sont adsorbées par le CAG ce qui réduit leur teneur en solution comme leur toxicité.

En outre, la combinaison de biodégradation et adsorption atténue les fluctuations de concentration et constitue donc une méthode d'élimination sûre pour les composés organiques de tous types.

Finalement, il y a lieu de considérer l'effet de la préozonation sur le rendement du CAG. Il a été signalé que l'ozone augmente considérablement l'efficacité des filtres à CAG en augmentant la fraction biodégradable des composés organiques (Eberhardt, 1976; Rice, 1977; Kuhn et al., 1978).

Mais d'autres études ont montré que l'effet de l'ozone est relativement faible (Benedek, 1977; Benedek et al., 1979; Mallevalle, 1980). Il est très probable que cet effet est spécifique du type d'eau brute utilisé et d'autres recherches sont nécessaires pour identifier les situations où l'emploi d'ozone serait avantageux.

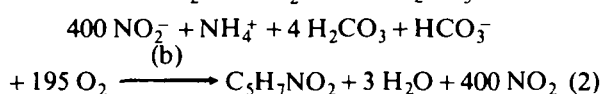
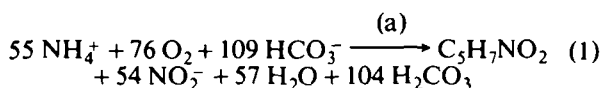
## Élimination de l'azote

### Élimination de l'azote par les organismes nitrifiants

On trouve de l'ammoniaque dans les rivières et dans les eaux souterraines sous forme d'ion ammonium. Il provient de la décomposition biologique de la matière protéinique ainsi que d'apports anthropogènes.

L'élimination biologique de l'ammoniaque a été bien mise au point pour les eaux usées. Récemment, l'augmentation des teneurs en  $\text{NH}_4^+$  a amené à appliquer ce procédé dans les stations de traitement d'eau potable. Une élimination biologique typique de l'ammoniaque est réalisée en faisant passer l'eau brute dans un filtre classique garni d'un matériau granulaire comme la pouzzolane.

L'élimination biologique de l'ammoniaque, ou nitrification, est basiquement un processus d'oxydation, qui donne de l'ion nitrate. Cette oxydation se produit en deux étapes (Haug et al., 1972; Sutton, 1976).



où  $\text{C}_5\text{H}_7\text{NO}_2$  représente les protéines bactériennes et (a) et (b) les bactéries Nitrosomas et Nitrobacter respectivement.

Ces équations font ressortir un besoin stoechiométrique en oxygène de 4,25 mg  $\text{O}_2$  pour 1 mg d' $\text{NH}_4$  éliminé, exprimé en N. Par conséquent, la quantité de  $\text{NH}_4$  qui peut être éliminée d'une eau saturée en oxygène ne dépasse pas 3 mg/l à la température ordinaire (5 à 25°C). Quand la teneur en  $\text{NH}_4$  dépasse cette valeur, il faut apporter à l'eau de l'oxygène supplémentaire.

Ces réactions impliquent aussi une "consommation" d'alcalinité. Pour 1 mg/l de N- $\text{NH}_4$ , l'alcalinité diminue de 7 mg/l de  $\text{CaCO}_3$ .

Comme il a été dit au chapitre précédent, la nitrification exige de l'oxygène. La manière la plus simple de fournir de l'oxygène à l'eau est de l'aérer.

La proportion d'ammoniaque réagissant augmente avec la quantité d'oxygène fournie comme le montre la figure 6 (Haug et al., 1972). La même tendance découle du tableau 3 où la quantité d'oxygène fournie est exprimée en rapport volumétrique du débit air/eau.

Figure 6. Conversion de l'ammoniaque en fonction de l'oxygène stoechiométrique apporté (Page J9)

### Tableau 3. Résultats de la nitrification sur filtres à pouzzolane. (Page J9)

Les filtres nitrifiants peuvent conçus co-courants ou à contre courant. Comme le montrent le tableau 3 et la figure 7, les filtres co-courants donnent de meilleurs résultats que les filtres à contre courant (environ 20%).

Figure 7. Effet de l'alimentation en air et de la configuration du réacteur sur l'élimination de l'ammoniaque. (Page J9)

Presque tous les filtres nitrifiants sont garnis de pouzzolane, mais d'autres matériaux sont utilisables, comme les argiles expansées. Les résultats peuvent varier suivant la nature du matériau filtrant.

Le tableau 4 donne les résultats de l'élimination de l'ammoniaque dans sept stations françaises. Malgré les grandes différences des variables d'exploitation, les taux d'élimination, exprimés en unité de surface, sont très similaires.

Tableau 4. Résultats typiques de station de traitement en vraie grandeur utilisant la dénitrification. (Page J10)

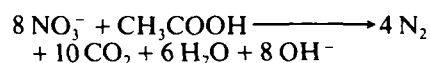
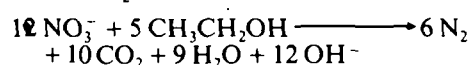
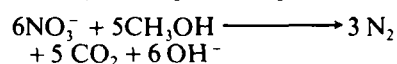
On admet que l'effet de la température suit un comportement type Arrhenius (Sutton, 1976; Richard et al., 1978). Plus spécifiquement, Richard et al. (1978) ont trouvé que le taux de réaction doit être multiplié par  $1,07^{(T-10)}$ , où T est la température en °C.

## Élimination du nitrate

On trouve couramment du nitrate dans les eaux souterraines et les eaux de rivière, et sa concentration a augmenté depuis quelques années en raison de l'emploi de fertilisants synthétiques.

En traitement de l'eau potable, l'élimination du nitrate par dénitrification biologique ne se pratique pas encore à grande échelle, néanmoins des stations pilotes ont été réalisées pour étudier les besoins futurs probables.

La dénitrification est réalisée par des bactéries hétérotrophes. Les réactions chimiques décrivant ce processus varient suivant la nature de l'apporteur de carbone (McCarthy et al., 1969; Jeris et al., 1974; Narkis et al., 1979), par exemple:



Le rendement du processus de dénitrification (c'est à dire  $\text{NO}_3$  réduit par carbone apporté) dépend à la fois de la nature et de la quantité de l'apport de carbone. On peut établir une relation entre la quantité de carbone utilisée et celle du nitrate éliminé (McCarthy, 1969; Narkis et al., 1979):

$$C = 2,47 \text{NO}_3 \text{ en N} + 1,53 \text{NO}_2 \text{ en N} + 0,87 \text{ (D.O.)}$$

où D.O. est la demande d'oxygène,

C le poids en carbone de la matière carbonée.

Comme pour la nitrification, on peut construire des filtres ascendants ou descendants, selon la nature et la taille du matériau disponible pour les croissances bactériennes (McCarthy et al., 1969; Jeris et al., 1974; Masgood et al., 1977).

Une partie de la matière carbonée fournie au filtre n'entre pas en réaction et se retrouve dans l'effluent du filtre comme supplément de COT. Ce COT doit être éliminé. En outre, le processus étant anaérobie, l'aération doit être employée après la dénitrification.

La séquence de traitement en pilote décrite par la figure 8 a donné les résultats reportés dans le tableau 5. Les résultats de ce tableau montrent la nécessité et l'utilité d'une étape finale de filtration pour l'élimination du COT.

Figure 8. Schéma d'une station pilote de dénitrification. (Page J9)

Tableau 5. Résultats typique de dénitrification obtenus sur stations pilotes. (Page J10)

## Remerciements

Les auteurs tiennent à remercier pour l'aide qui leur a été apportée pendant la préparation de ce manuscrit J. L. Bersillon à l'Université McMaster, F. Fiessinger et J. Mallevalle de la Société Lyonnaise des eaux et de l'éclairage et A. Leprince de la Société Degrémont.

## Bibliographie (Page J10)

## Advances in biological treatment

by **A. Benedek**, Associate Professor, Department of Chemical Engineering, McMaster University, Hamilton, Ontario, Canada

and **Y. Richard**, Société Degrémont, B.P. 46, 92152 Suresnes Cedex, France

### Introduction

Conventional potable water treatment technology is based on physicochemical processes such as coagulation, sedimentation, filtration and chlorination. Recently two major developments forced a re-examination of treatment technology. First, the increased pollution of surface waters around the world resulted in the presence of significant quantities of synthetic organics,  $\text{NH}_4^+$ ,  $\text{NO}_3^-$ , and other undesirable trace constituents in the water intake of many potable water treatment plants. Second, due to advances in analytical chemistry, many of these undesirable constituents could now be detected in the finished water and some deficiencies in the existing physicochemical technologies (such as the formation of trihalomethanes) became known.

The above developments lead to a worldwide movement toward more stringent potable water quality standards and, correspondingly, to experimentation with technologies that could meet existing or anticipated quality standards.

Biological treatment is one of the technologies currently under evaluation. As shown below, biological treatment can remove objectionable (e.g., phenols) organics as well as inorganics (e.g.,  $\text{NH}_4^+$  and  $\text{NO}_3^-$  compounds).

In the removal of biodegradable compounds, biological treatment offers two significant advantages, namely,

- (i) low operating costs (due to low energy requirements), and
- (ii) relatively low probability of toxic byproduct formation.

The major disadvantages of biological treatments are that:

- (i) process control is difficult to achieve,
- (ii) capital cost may be relatively high, and
- (iii) treated waters may be excessively contaminated by bacteria.

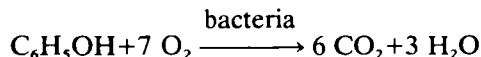
Poor process control capability is by far the most significant disadvantage at the present time and, due to a relatively poor understanding of biological treatment, a significant potential exists for its misapplication.

The purpose of this paper is to lay the groundwork for improving our understanding of biological treatment and, thereby, prevent misapplications. A strong emphasis is placed on reviewing recent research on biological treatment in granular activated carbon filters as it is in connection with this process that most of the progress and also misunderstandings have occurred in the last several years.

### Organic removal

Organic removal, for the purposes of this paper, is assumed to occur through the metabolic processes of

bacteria. A sample biodegradation reaction, under aerobic conditions, is shown below:



Biological degradation during potable water treatment differs from wastewater treatment in that the concentration of degradable organics is usually extremely low. Thus the usual design principles of biological wastewater treatment are not applicable, in particular, the net cell yield during biodegradation is probably negligible as at low substrate concentration, the energy derived from substrate degradation reaction is probably insufficient to offset cell degradation. Thus, in the above reaction, bacteria are shown as catalysts rather than as a direct reactant and reaction product.

The concentration of organics in surface waters typically varies from 2 to 10 mg/l expressed as carbon or TOC (Total Organic Carbon). Typically more than 90% of these organics are biologically non-degradable humic and fulvic acids (Packham, 1964; Helfgott, *et al.*, 1977) and, therefore, in most surface waters, the concentration of biodegradable TOC is expected to be less than 1 mg/l.

Assuming that approximately 9 mg/l of oxygen exists in the surface water just prior to biological treatment and that the bacteria require 3 mg of  $\text{O}_2$  or less for each mg of TOC degraded to  $\text{CO}_2$ , one can estimate that as much as 3 mg/l of biodegradable TOC can be present in the surface water before anaerobic conditions are encountered during treatment. Thus aerobic conditions can be usually assumed.

On the other hand, in the presence of biological oxygen requirements for inorganic oxidation (e.g.,  $\text{NH}_4^+$  oxidation), anaerobic conditions would occur unless they are prevented by aeration as described below in the section on  $\text{NH}_4^+$  removal.

### Slow sand filtration

Slow sand filtration is one of the oldest treatment techniques used for potable water production (Smethurst, 1979). In slow sand filters, water percolates through a fine grained sand bed at velocities on the order of a metre per day. During the passage of the water through the bed, some organics are expected to degrade and  $\text{NH}_4^+$ , iron, and manganese may be removed biologically.

In recent years, there has been a steady decline in the use of slow sand filters due to the following major disadvantages (Ray, 1974):

- (i) large land requirements
- (ii) high labour costs in handling and cleaning filters
- (iii) surface fouling with high turbidity raw waters
- (iv) operating difficulties in cold climates
- (v) insufficient colour removal.

Nonetheless, some modern water treatment plants still retain slow sand filtration as part of the overall process either before or after the common physico-

chemical treatment steps. Thus water treatment plants along the Rhine use bank filtration, to pretreat their raw water prior to ozonation, rapid sand filtration, carbon adsorption and post-chlorination.

The removal of organics during passage through the banks can be substantial, e.g., at Düsseldorf bank filtration lowers the TOC of the Rhine from the average of 6.5 to 2 mg/l as TOC. In the case of bank filtration, however, some of the decreasing TOC comes from dilution with ground water which abound in the alluvial strata.

In contrast, post-filtration tends to remove very little organics as illustrated by the experience of the Lengg treatment works of the City of Zürich, Switzerland. In this plant, lake water is coagulated, filtered, ozonated and activated carbon filtered prior to slow sand filtration (Schalekamp, 1976). After such an extensive treatment, the average removal of TOC during slow sand filtration is essentially negligible. Nonetheless, the use of post slow sand filtration is justified as insurance against potential failures of upstream processing steps.

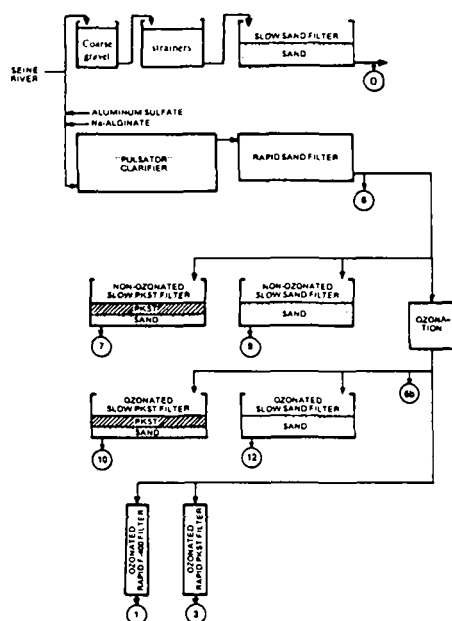


Fig. 1. Experimental flow schematics at the Mont-Valérien, French water treatment plant (from Mallevalle, 1980)

An excellent study on slow sand filters has been recently completed by Mallevalle (1980). This study also involved the use of granular activated carbon in rapid and slow filters and the flowsheet for the study is given in Fig. 1. The water of the relatively polluted Seine River is treated in two parallel main streams. In the first stream, slow sand filtration is used as the primary

treatment method, in the second stream the conventional physicochemical treatment steps of coagulation, sedimentation and rapid sand filtration precede slow sand filtration. As shown in Fig. 1, the second stream has parallel experiments on the effect of ozone and on the effect of replacing filter media by granular activated carbon. Finally, the differences between slow granular carbon and rapid granular carbon filtration is also studied. All processing equipment was full scale, with the exception of the rapid granular activated carbon filters. The details of the filter operating conditions are given in Table 1. Organic removals in terms of TOC are listed in Table 2.

The following conclusions can be drawn from this study on the basis of the TOC removals noted in Table 2:

- (i) Slow sand filtration alone can reduce raw water TOC by 30% or just as much as the conventional physicochemical steps of coagulation, sedimentation, and filtration.
- (ii) In the absence of granular carbon filtration, post slow sand filtration brings about an additional TOC removal of nearly 10%.
- (iii) Ozonation improves the removal of TOC during post slow sand filtration by approximately 5%.
- (iv) The replacement of the top 15 cm of sand with granular activated carbon, increased slow filtration TOC removals from 12 to 15%.

## Organic removal in granular activated carbon filters

Granular Activated Carbon (GAC) filters were initially introduced to water treatment plants for the removal of organic compounds by adsorption. Research studies over the last decade, however, gradually pointed out that significant microbial populations exist in GAC filters (Klotz, *et al.*, 1976; Van der Kooij, 1976; Benedek, 1977; Latoszek and Benedek, 1979).

The following conclusion can be deduced from an analysis of this research:

- (i) Bacteria adsorb rapidly onto activated carbon. Initially the adsorption of bacteria from the water applied to the filter is almost complete (Benedek, 1977). Subsequently, an adsorption equilibrium is established (Klotz, *et al.*, 1976). Bacterial levels as high as  $10^8$  cell/g GAC have been noted.
- (ii) Bacterial levels in the effluent from the filters is initially lowered during passage through the filters. Subsequently, bacterial levels would rise unless frequent backwashing is practiced (Schalekamp, 1976).

In parallel with the work on the microbial aspects of these filters, researchers began to study organic removal

Table 1. Filter media characteristics during the Mont-Valérien study (From Mallevalle, 1980)

	Effective size (10%) cm	Uniformity coefficient (60%/10%)	Average diameter (50%) cm	Bulk density g/cm <sup>3</sup>	Particle density g/cm <sup>3</sup>	Average external surface per volume of bed cm <sup>2</sup> /cm <sup>3</sup>	Total surface area m <sup>2</sup> /g
Sand (slow and rapid filters)	0.048	2.60	0.102	1.14	2.54	26.41	—
Norit PKST ¼-1	0.042	1.40	0.054	0.25	0.54	51.44	800*
Chemviron F.400	0.066	1.52	0.094	0.41	0.75	34.89	1200*

\*Manufacturer's specifications



**Table 2. TOC values in the effluent of the main unit processes at the Mont-Valérien (From Mallevalle, 1980)**

Unit processes	Sampling point	Number of measurements	TOC		TOC reduction across process	
			Average value mg/l	Standard deviation	Δ TOC	%
Raw water	A	43	3.45	0.59	—	—
Rapid sand filter – F6	6	46	2.33	0.17	—	—
Slow sand filter – F9	9	45	2.09	0.18	0.24	10
Slow PKST filter – F7	7	44	1.75	0.28	0.58	25
Ozone	6b	23	2.20	0.14	0.13	5
Ozonated slow sand filter – F12	12	45	1.92	0.14	0.28	12
Ozonated slow PKST filter – F10	10	45	1.68	0.19	0.52	24
Ozonated rapid PKST filter – F3	3	24	1.45	0.39	0.75	34
Ozonated rapid F-400 filter – F1	1	24	1.34	0.42	0.86	39

mechanisms and postulated that biological degradation rather than activated carbon adsorption is the main mechanism of organic removal in GAC filters particularly after a long period of time (Eberhardt, 1976; Benedek, 1977; Rice, 1977). Furthermore, some of the investigators argued that bacterial growth on GAC represents a special growth media wherein the substrate, concentrated by adsorption, is more readily available for growth. They also postulated that, as a result of this activity, the activated carbon remains free of organics (i.e., as a result of biological regeneration) in essential conformance with the theories advanced for GAC filters in secondary wastewater treatment (Weber, 1970; Guirguis, 1978). In fact a new term, "biological activated carbon (BAC)", was born and in the minds of many, BAC came to be looked upon as a panacea that can substantially reduce or eliminate organic carbon at a very low cost.

Recent studies, however, throw doubt on these earlier reports and clearly show that:

- (i) bacteria are not able to utilize most of the organics adsorbed on GAC (Van der Kooij, 1978; Benedek, 1978)
- (ii) the long-term organic removal observed in carbon columns is mostly due to slow adsorption (Benedek, *et al.*, 1980; Mallevalle, 1980).

The above observations merit detailed discussion as they are contrary to the widely accepted view of BAC as described earlier.

Studies by Van der Kooij (1976 and 1978) have shown that the die-off rate of bacteria withdrawn from activated carbon and sand columns after feeding with tap water for an extended period of time is essentially the same. This was interpreted by Van der Kooij to imply that the organics adsorbed on the carbon are not available to support the growth or maintenance of the attached bacteria. Furthermore, Benedek (1978) presents data that show that even for simple substrates such as phenol only limited biological regeneration is possible and that the fraction regenerable rapidly decreases to zero.

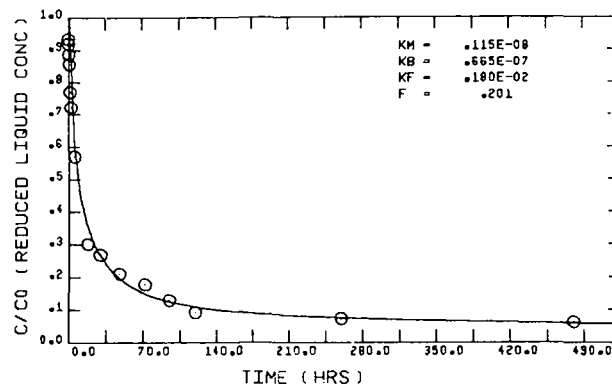


Fig. 3. Batch kinetic data for Hamilton, Ontario, tapwater (from Benedek, *et al.*, 1980). The constant shown on the figure are the model calculated batch kinetic constants for macro- and micropore diffusion

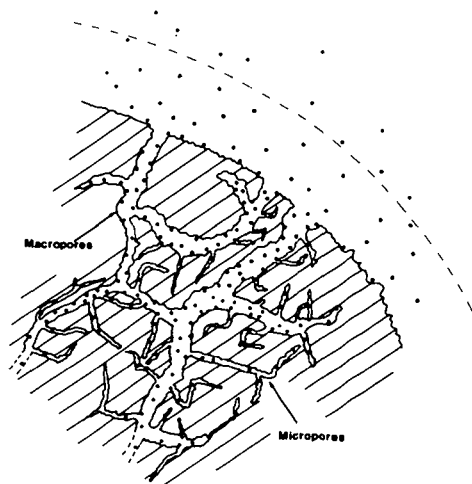


Fig. 2. A schematic illustration of the adsorption phenomena in GAC

Studies at McMaster University (Peel and Benedek, 1979; Peel and Benedek, 1980; Benedek, *et al.*, 1980) show that adsorption is a very slow process and occurs in two major steps; first, adsorption proceeds relatively rapidly in what these researchers termed as "macropores", second, adsorption proceeds extremely slowly in the "micropores". Fig. 2 illustrates the adsorption phenomenon in activated carbon and schematically illustrates the mixture of pore sizes commonly encountered activated carbons. There is extensive evidence (Peel and Benedek, 1980) in the literature suggesting that in pores which are similar in size to adsorbates, the adsorption rate is restricted. This phenomenon of restricted diffusion in small pores is termed "slow diffusion".

Fig. 3 illustrates a batch kinetic test for Hamilton, Ontario (Canada), tap water. In such a test the concentration of organic carbon is monitored as a function of time in the presence of some GAC.

Initially, adsorption is quite rapid, however, eventually adsorption becomes extremely slow. Hamilton tap water comes from Lake Ontario wherein anthropogenic pollutant inputs would be expected to be diluted greatly and, therefore, the organic carbon present in Lake Ontario would not be expected to be degradable. Nonetheless adsorption column data indicated the long term removal of a small fraction of the organic carbon applied to the column.

Benedek, *et al.* (1980), applied a three parameter kinetic model of Peel and Benedek (1980) to fit the kinetic data shown in Fig. 3 based on the principles of micro- and macropore adsorption as outlined earlier. They subsequently predicted GAC filter behaviour purely on the basis of an adsorption isotherm and the kinetic constants shown in Fig. 3 and obtained a prediction of effluent concentration as a function of time which agreed reasonably well with actual data (see Fig. 4). Thus, in the case of Hamilton tap water, long term organic removal can be explained by adsorption rather than biodegradation.

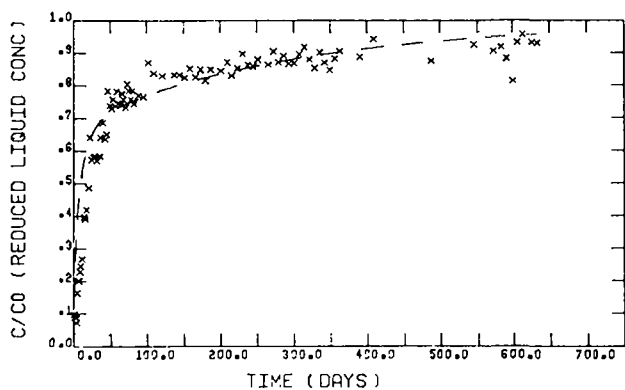


Fig. 4. Long term adsorption behaviour in bench scale activated carbon adsorbers operating on Hamilton, Ontario, tapwater (from Benedek, *et al.*, 1980). The dotted line shown is adsorption kinetic model prediction

Mallevalle (1980) studied sand GAC filters at Mont-Valérien as discussed earlier. In this case, the raw water was taken from the Seine wherein a significant fraction of the organic carbon would be biodegradable and a comparison of filters with and without GAC indicates that significantly more organic carbon removal has occurred in the slow filters containing GAC.

In view of the long contact time in these slow filters, it was hypothesized by Mallevalle that the biologically degradable fraction of the feed organics (assimilatable organic carbon or AOC) would be completely and equally removed in the sand as well as the GAC/sand filter. Thus by subtracting the removal of the corresponding sand filter from the GAC/sand filter removals, one can calculate adsorptive removals. Fig. 5 shows cumulative adsorptive removals calculated in such a way for one of the filters containing 15 cm of NORIT PKST carbon. Fig. 5 also shows the cumulative adsorption curve predicted by the model of Peel and Benedek (1980) on the basis of the batch kinetic and isotherm data.

The slope of the data in a cumulative adsorption curve is equal to the fraction of organics removed. The data shown in Fig. 5 is clearly characteristic of adsorption in that initially the slope is relatively steep and, subsequently, as the adsorption capacity is exhausted the slope gradually drops to near zero. Thus the removal of the biodegradation-caused removal has clearly reduced the data to strictly adsorptive removal. The fact that the removal in Fig. 5 is adsorptive is also strongly supported

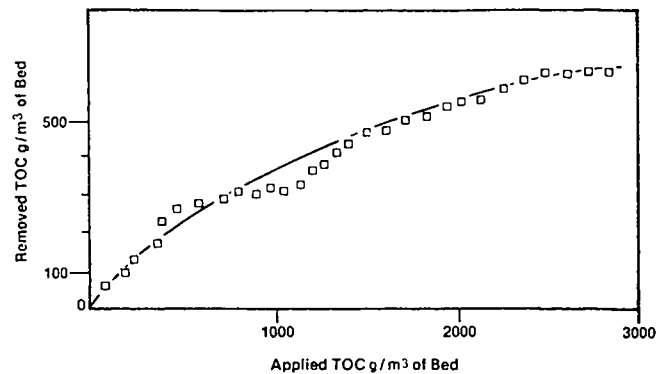


Fig. 5. Long term cumulative adsorption behaviours of full-scale adsorbers (Alow PKST filter) from Mont-Valérien study (Mallevalle, 1980). The line on the curve is predicted for this adsorber/bioreactor on the basis of the slow adsorption kinetic model of Benedek, *et al.* (1980)

by the excellent agreement between the experimental data and a predictive model based on adsorption characteristics only.

The above arguments show that GAC does not symbiotically or "magically" enhance biodegradation, nonetheless, as outlined by Benedek (1978), there are some strong advantages to activated carbon as a biological support:

- (i) the surface roughness of GAC granules together with an apparent adsorptive capacity for bacteria help to retain bacteria on the granule surface even in the presence of significant shear such as that encountered during air-water filter backwash,
- (ii) activated carbon protects bacteria from disinfectants such as chlorine,
- (iii) many toxic substances are adsorbed by GAC and thereby their solution concentration as well as toxicity is decreased.

In addition, the combination of biodegradation and adsorption dampens concentration fluctuations and thereby serves as a reliable removal method for organic compounds of all types.

Finally, the effect of preozonation on GAC operation should be considered. Ozone has been reported to enhance greatly the efficiency of GAC filters by increasing the fraction of biodegradable organic compounds (Eberhardt, 1976; Rice, 1977; Kuhn, *et al.*, 1978).

Other studies, however, showed that the effect of ozone is relatively small (Benedek, 1977; Benedek, *et al.*, 1979; Mallevalle, 1980). In all probability, this effect is specific to the type of raw water used and additional research is needed to identify situations for the advantageous use of ozone.

## Nitrogen removal

### Ammonia removal by nitrifying organisms

Ammonia can be found in rivers and ground waters in the form of ammonium ion. It arises from biological decomposition of proteinaceous matter and inorganic anthropogenic inputs.

Biological ammonia removal has been well developed for wastewater treatment. Recently, rising  $\text{NH}_4^+$  levels resulted in the application of this process to drinking water treatment plants. Typically biological ammonia removal is accomplished by passing the raw water through a standard water filter packed with a granular material such as pozzulana.

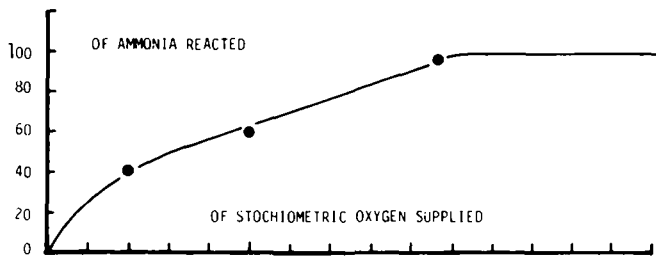
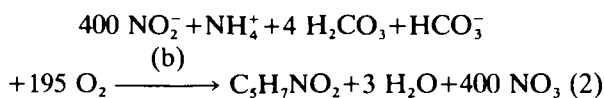
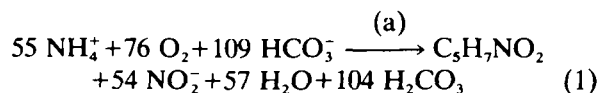


Fig. 6. Ammonia conversion as a function of stoichiometric oxygen supply

Biological ammonia removal or nitrification is basically an oxidation process, producing nitrate ion. This oxidation is carried out in two steps (Haug, *et al.*, 1972; Sutton, 1976):



where  $\text{C}_5\text{H}_7\text{NO}_2$  stands for bacterial proteins and (a) and (b) represent bacterial species *Nitrosomonas* and *Nitrobacter* respectively.

These equations point out a stoichiometric oxygen requirement of 4.25 mg  $\text{O}_2$  for 1 mg of  $\text{NH}_4$  removed, expressed as mg of N. Therefore, the amount of  $\text{NH}_4$  which can be removed from an oxygen-saturated water does not exceed 3 mg/l at ordinary temperatures (5 to 25°C). When the amount of  $\text{NH}_4$  exceeds this value, extra oxygen must be provided to the water.

These reactions involve an alkalinity "consumption" as well. For 1 mg of N- $\text{NH}_4$  removed the alkalinity drops by 7 mg/l of  $\text{CaCO}_3$ .

As stated in the previous section, nitrification requires oxygen. The simplest way of providing oxygen to the water is by aeration.

The completion of the reaction will increase with the amount of oxygen supplied as shown in Fig. 6 (Haug, *et al.*, 1972). The same trend is shown in Table 3, where the amount of oxygen provided to the system is expressed as the air/water volumetric flowrate ratio.

Nitrification reactors can be co-current or counter-current designed. As shown in Table 3 and Fig. 7, co-current reactors give better results than counter-current reactors (by approximately 20%).

Although most of the nitrifying filters are loaded with pozzulana, other materials are available, such as expanded clays. According to the nature of the filtering material, the results may vary.

Table 3. Nitrification results with pozzulanic filters

Date		1	2	5	6	10	11	14	16	20	22
Counter current reactor	$\text{NH}_4^+$ Inlet	6.4	7.9	8.9	7.9	9	6.7	11.0	8.2	5.4	7.3
	$\text{NH}_4^+$ Outlet	1.1	2.6	4.9	4.2	2.6	1.5	4.9	3.3	1.4	3
	Air/Water Vol. Ratio	1	1	0.5	0.5	1.5	1.5	2	2	1	1
Co-current reactor	$\text{NH}_4^+$ Inlet	6.2	7.8	9.2	7.9	9.0	7.9	11.5	8.5	5.4	7.2
	$\text{NH}_4^+$ Outlet	0.4	1.5	4.6	3.5	1.4	0.6	2.6	0.7	0.4	1.5
	Air/Water Vol. Ratio	1	1	0.5	0.5	1.5	1.5	2	2	1	1

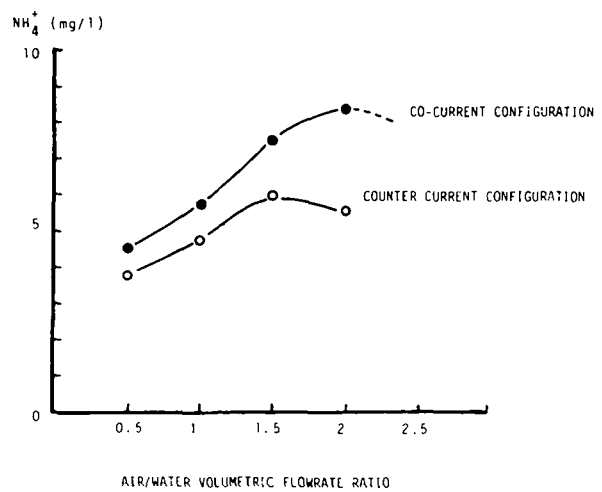


Fig. 7. The effect of air supply and reactor configuration on ammonia removal

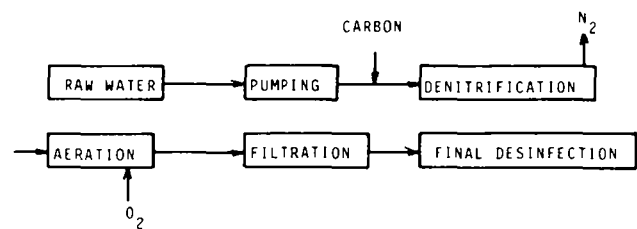


Fig. 8. Pilot plant flow scheme for denitrification

Ammonia removals are summarized in Table 4 for seven French plants. In spite of the large differences in operating variables, the removal rates once expressed on a unit surface area basis, are quite similar.

The effect of temperature is believed to follow Arrhenius type behaviour (Sutton, 1976; Richard, *et al.*, 1978). More specifically, Richard, *et al.* (1978), found that reaction rates should be multiplied by  $1.07^{(T-10)}$ , where T is the temperature in °C.

## Nitrate removal

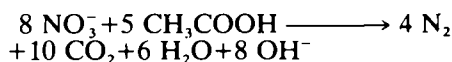
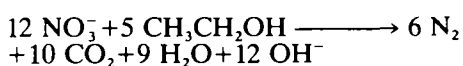
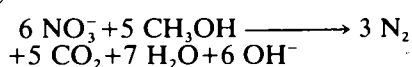
Nitrate is commonly found in ground and river waters, and its concentration has been found to increase in recent times due to the use of synthetic fertilizers.

In drinking water treatment the removal of nitrate by biological denitrification is not yet used on a full-scale basis, nonetheless, pilot plants experiments have been undertaken in view of a probable future need.

**Table 4. Typical results in full-scale treatment plants using nitrification**

Treatment plant location	Nominal flowrate m <sup>3</sup> h <sup>-1</sup>	Height of pozzulana m	Size range mm	Hydraulic loading mh <sup>-1</sup>	NH <sub>4</sub> removed mg l <sup>-1</sup>	Reaction rate mg m <sup>-2</sup> h <sup>-1</sup>
Villeneuve la Gavenne	2000	2	20-40	8,8	4	0,176
Vernouillet	500	2	20-40	6,5	4	0,130
Aubergenville	5880	1,7	10-20	9,8	5	0,144
Le Pecq Minor	1980	2	20-40	11,2	3,5	0,196
Le Pecq Major	3000	2	20-40	15	2,5	0,187
Croissy I	1500	2	20-40	9,6	2,5	0,120
Croissy II	300	2	10-20	6,5	7	0,113

Denitrification is carried out by heterotrophic bacteria. Therefore, a carbonaceous substrate must be added to the water. The chemical equations describing the process vary with the nature of the carbon supply (McCarthy, *et al.*, 1969; Jeris, *et al.*, 1974; Narkis, *et al.*, 1979), e.g.:



The yield of the denitrification process (i.e., NO<sub>3</sub> reduced per carbon added) depends on both the nature and the amount of the carbon supply. A relationship can be established between the amount of carbon used and the amount of nitrate removed (McCarthy, 1969; Narkis, *et al.*, 1979):

$$C = 2.47 \text{NO}_3 \text{ as N} + 1.53 \text{NO}_2 \text{ as N} + 0.87 \text{(O.D.)}$$

where O.D. stands for oxygen demand

C = weight of carbonaceous material as carbon.

As in nitrification, upflow or downflow reactors may be designed, depending upon the nature and the size of the material available for bacterial growth (McCarthy, *et al.*, 1969; Jeris, *et al.*, 1974; Masgood, *et al.*, 1977).

Some of carbonaceous material supplied to the reactor does not enter the reaction and it shows up in the reactor effluent as increased TOC. This TOC must be removed. Furthermore, the process being anaerobic, aeration must be applied after denitrification.

**Table 5. Typical results obtained in denitrification pilot plant experiments**

	Raw water	Denitrified water	Filtered water
NO <sub>3</sub> <sup>-</sup> mg l <sup>-1</sup>	100	35	30
O <sub>2</sub> mg l <sup>-1</sup>	5-7	0	7
Turbidity NTU	0,15	0,5-1	0,2
TOC mg l <sup>-1</sup>	1-2	2-4	1-2

The pilot scale treatment sequence described by Fig. 8 gave the results reported in Table 5. The results in Table 5 demonstrate the necessity for and usefulness of a final filtration step for TOC removal.

## Acknowledgements

The authors wish to acknowledge the help provided to them during the preparation of this manuscript by J. L. Bersillon at McMaster University, F. Fiessinger and J. Mallevalle of The Société Lyonnaise des Eaux et de L'Eclairage and A. Leprince at the Société Degrémont.

## References

- Benedek, A., Pell, R. G., Bancsi, J., and Williams, D. (1980). The importance of slow adsorption mechanisms in interpreting the long term removal of surface water organics in activated carbon adsorbers. A paper to be submitted to *AWAA Journal*.
- Benedek, A. (1978). Simultaneous biodegradation and activated carbon adsorption—A mechanistic look. Presented at the Symposium on "Activated Carbon Adsorption of Organics from Aqueous Phase", American Chemical Society Meeting, Miami, Fla., September 14.
- Benedek, A. (1977). The effect of ozone on activated carbon adsorption—A mechanistic analysis of water treatment data. IOI Symposium on Advanced Ozone Technology International Ozone Institute Inc., Toronto, Ontario, November.
- Eberhardt, M., Madsen, S., and Sontheimer, M. Heft 7, Veröffentlichungen des Lehrstuhls für Wasserchemie Leitung: Prof. Dr. H. Sontheimer, Univ. Karlsruhe, F.R.G. (1976).
- Hung, R. T., McCarthy, P. L. (1972). Nitrification with submerged filters, *JWPCF*, Vol. 44, No. 11, pp. 2086-2102, November.
- Helfgott, T. B., Hart, F. L., and Bedard, R. G. (1977). An index of refractory Organics. Environmental Protection Technology Series, PB 272 438.
- Jeris, J. S., Beer, C., and Mueller, J. A. (1974). High rate biological denitrification using a granular fluidized bed. *JWPCF*, Vol. 46, No. 9, pp. 2117-2127, September.
- Klotz, M., Werner, P., Sweisfurth, R. (1976). Investigations concerning the microbiology of activated carbon filters. In *Translation of Reports on Special Problems of Water Technology*, ed. Sontheimer, H., U.S. Government Report EPA-600/9-76-030.
- Kühn, W., Sontheimer, H., Steiglitz, L., Maier, D., and Kurz, R. (1978). The use of ozone and chlorine in water utilities in the Federal Republic of Germany. *Jl. Amer. Water Works Assoc.*, 70, 326.
- Latoszek, M., and Benedek, A. (1979). Reduction of potable water demand in Arctic by re-use of wastewater effluent. *Proc. Water Re-use Symp.* (Washington, D.C.).

- Mallevalle, J. (1980). The interaction of slow adsorption kinetics and bioactivity in full-scale activated carbon filters: The development of a new predictive model. A paper submitted to the Chemviron Award Committee.
- Maqsood, R., and Benedek, A. (1977). Low-temperature organic removal and denitrification in activated columns. *JWPCF*, 49, No. 10, pp. 2107-2117, October.
- McCarthy, P. L., Beck, L., and Amant, P. St., (1969). Biological denitrification of waste waters by addition of organic material. *Proc. of the 24th Ind. Waste Conf.*, Purdue University.
- Narkis, N., Rebhun, M., and Sheindorf, C. H. (1979). Denitrification at various carbon to nitrogen ratios. *Water Research*, Vol. 13, pp. 93-98.
- Packham, R. F. (1964). Studies of organic colour in natural waters. *Proc. Soc. for Water Treatment and Exam.*, London, 14(4).
- Peel, R., and Benedek, A. (1980). The attainment of equilibrium in activated carbon isotherm studies. *Env. Sci. Tech.*, Vol. 14, No. 1, pp. 66-71.
- Peel, R., and Benedek, A. (1979). Dual rate kinetic model for activated carbon adsorption. Part I: Prediction of column performance using the surface diffusion model. *A.S.C.E.J. Envi. Eng. Div.*, accepted for publication.
- Peel, R., and Benedek, A. (1979). Dual rate kinetic model for activated carbon adsorption. Part II: A simplified driving force model. *A.S.C.E.J. Envi. Eng. Div.*, accepted for publication.
- Rice, R. G., Miller, G. W., Robson, C. M., and Kühn, W. (1977). Biological activated carbon. *Press. IOI Symp. on Advanced Ozone Technol.*, Int. Ozone Inst. Inc., Toronto.
- Richard, Y., Brener, L., Martin, G., and Leblanc, C. (1978). Study of the nitrification of surface water. *Prog. Wat. Techn.*, Vol. 10, Nos. 5/6, pp. 17-32.
- Schalekamp, M. (1976). Use of activated carbon in the treatment of lake water. In *Translation of Reports on Special Problems of Water Technology*, ed. Sontheimer, H., U.S. Government Report EPA-600/9-76-030.
- Sutton, P. M., Murphy, K. L., Jank, B. E., and Monaghan, B. A. (1975). Efficacy of biological nitrification. *MWPCF*, Vol. 47, No. 11, pp. 2665-2673, November.
- Sutton, P. M. (1976). Steady-state and dynamic behaviour of combined and separate sludge carbon removal—Nitrification system, Ph.D. thesis, McMaster University, Hamilton, Ontario, Canada.
- U.S. Environmental Protection Agency (1975). *Process Design Manual for Nitrogen Control*. October.
- Van der Kooij, D. Some investigations into the presence and behaviour of bacteria in activated carbon filters. In *Translation of Reports on Special Problems of Water Technology*, Vol. 9—Adsorption, EPA-600/9-76-030, December, 348 (1976).

# La désinfection des eaux par le chlore, l'ozone et le dioxyde de chlore

par **C. Gomella** Ingénieur Conseil SETUDE

et **P. Musquere** Societe Lyonnaise des Eaux et de l'Eclairage, Paris, France

## 1 Introduction

La désinfection d'une eau consiste à éliminer, par des traitements, appropriés, les germes pathogènes qu'elle peut contenir. Développée à la fin du siècle dernier, la désinfection par agent chimique est le procédé le plus fréquemment utilisé.

Pour le distributeur d'eau, dans la pratique courante, il s'agit de respecter des normes bactériologiques, c'est à dire constater la disparition sous l'effet du traitement, d'un certain nombre d'indicateurs.

Nous n'aborderons pas dans ce rapport les aspects biologiques et sanitaires de la désinfection qui pourraient faire l'objet d'un autre débat. Nous signalerons toutefois que les normes actuelles sont parfois contestées, que de nombreuses études sont en cours pour déterminer des méthodes d'identification des germes plus rapides et plus directes, et que certains spécialistes sanitaires pensent qu'il faut différencier les indicateurs de contamination des eaux naturelles des indicateurs de l'efficacité d'un traitement. Il se peut donc qu'on aille dans les prochaines années vers un contrôle encore plus sévère de la désinfection.

Les produits les plus employés pour la désinfection des eaux de consommation sont:

- le chlore, l'ozone et le dioxyde de chlore.

Il se trouve que ces "désinfectants" sont aussi des oxydants que réagissent, chacun d'une manière spécifique, avec un certain nombre de polluants dissous dans l'eau.

Ces réactions que, par ailleurs, présentent des avantages pour le traitement, ont le double inconvénient:

- de développer, dans certaines conditions, des sous-produits indésirables,
- d'entraîner une surconsommation de produit par rapport à ce qui serait strictement nécessaire pour la désinfection.

Etablir le bilan des avantages et des inconvénients de ces trois désinfectants consiste donc:

- à étudier leurs propriétés désinfectantes proprement dites,
- à analyser et à définir les réactions diverses qui accompagnent la désinfection et interfèrent avec elle.

## 2 Les mécanismes de la désinfection chimique – les paramètres principaux

### 2.1 Considérations théoriques

Dans la désinfection interviennent:

- la teneur active en agent désinfectant, cette teneur active dépend de la dose appliquée et des réactions du désinfectant avec l'eau elle-même et les différents produits pouvant se trouver dans l'eau,
- le temps de contact pendant lequel la teneur active est maintenue dans l'eau,
- le pouvoir létal spécifique du désinfectant,

- la susceptibilité de l'élément que l'on cherche à détruire ou à inactiver,
- les conditions physico-chimiques ambiantes, notamment le pH et la température.

Le nombreux travaux réalisés depuis plus de soixante ans permettent de proposer une "modélisation" mathématique liant ces différents paramètres. La loi théorique représentant la décroissance du nombre de germes soumis à une désinfection est la suivante:

$$\frac{N_t + \Delta_t}{N_i} = e^{-\lambda \Delta_t} \quad (1)$$

où

$N_t$  = nombre de germes présents à l'instant  $t$

$\lambda t$  = coefficient numérique

La concentration  $C_t$  en désinfectant actif jouant un rôle évident, on pose:

$$\lambda t = \Omega_t C_t$$

$\Omega_t$  est alors un paramètre quantifiant, dans des conditions "d'ambiance" donnée:

- la susceptibilité d'un élément vis à vis d'un désinfectant donné,

ou

- l'efficacité létale d'un désinfectant, pour un élément donnée.

L'expérience montre que  $\Omega_t$  est souvent constant sur des intervalles de temps  $T$  assez longs.

Pour une concentration  $C$  maintenue constante pendant un temps de contact  $T$ , on peut alors intégrer la relation (1):

$$\text{Log} \frac{N_t}{N_0} = -\Omega C^n T \quad (2)$$

( $-\Omega_s$  exprime en général en  $(\text{Mg/l})^{-1} \cdot \text{min}^{-1}$ ).

On peut noter immédiatement à partir de cette relation, qu'à concentration constante, le temps de contact a une importance capitale: si l'on veut passer d'un pourcentage de survivants de 10% à un pourcentage de 0,1% le temps de contact devra être multiplié par 3.

Les travaux expérimentaux à l'appui de cette théorie, procèdent en général de la même démarche: on étudie la mortalité, en fonction du temps, de micro-organismes judicieusement choisis et placés en suspension dans une eau contenant une concentration  $C$  de désinfectant (Figure 1a).

On en déduit les couples de valeurs ( $C, T$ ) nécessaires pour obtenir la destruction de la souche bactérienne, ces valeurs étant liées par une relation du type  $C^n \times T = \text{constante}$  (Figure 1b)

Cette représentation schématique de l'action du désinfectant met en évidence une zone optimale d'emploi: à droite de cette zone, il faudrait augmenter considérablement le temps de contact pour un faible gain de concentration. A gauche de cette zone, il faudrait augmenter considérablement la concentration  $C$  pour un faible gain en temps de contact. On voit également qu'une augmentation massive de la dose de désinfectant n'améliore pas

$$\text{LOI THEORIQUE de CHICK} = \frac{Nt}{N_0} = e^{-\Lambda C^n t}$$

N = Nombre de micro-organismes  
 t = Temps de contact  
 C = Concentration de désinfectant  
 $\Lambda$  = Coefficient spécifique de létalité

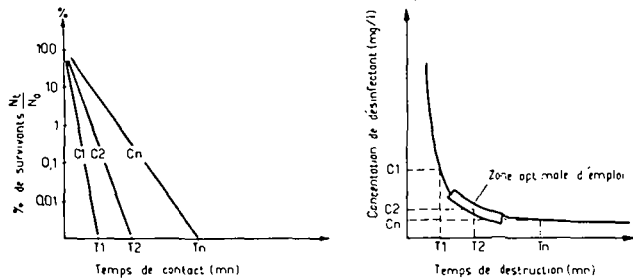


Fig. 1a et 1b. Représentation schématique de l'action d'un désinfectant.

forcément la qualité bactériologique de l'eau. Ce qui augmente, par contre, ce sont les inconvénients liés à la présence du désinfectant: détérioration éventuelle des qualités organoleptiques, attaque des canalisations, formation de sous-produits indésirables.

## 2.2 Conditions pratiques d'application

Ces quelques considérations théoriques étant faites, il ne faut pas se cacher que les travaux expérimentaux illustrant les théories précédentes sont, en général, réalisés "in vitro" sur des eauxensemencées par des souches bactériennes jeunes, et dans des conditions "d'ambiance" assez éloignées de celles rencontrées "in situ".

Leurs résultats seront considérés avec prudence par le distributeur d'eau, qui devra prendre de bonnes marges de sécurité, de préférence au niveau des temps de contact. Dans la pratique, la plupart des auteurs s'accordent sur les conditions de désinfection suivantes, valables dans les conditions habituelles de pH (7 à 8), de température (10-20°C) et sur une eau clarifiée (turbidité inf. à 1 JTU).

### - Action bactéricide

0,1 à 0,2 g/m<sup>3</sup> de chlore libre pendant 10 à 15 mn  
 ou 0,1 à 0,2 g/m<sup>3</sup> de dioxyde de chlore pendant 5 à 10 mn  
 ou 0,1 à 0,2 g/m<sup>3</sup> d'ozone pendant 1 à 2 mn assurent l'inocuité bactéricide.

Précisons qu'il s'agit bien là de concentration de désinfectant libre résiduel présent dans l'eau et non de dose injectée.

### - Action virulicide

L'ozone est un très bon virulicide à des concentrations de 0,4 g/m<sup>3</sup> et un temps de contact de 4 mn.

Le chlore et le dioxyde de chlore ont une cinétique d'attaque sur les virus plus lente. Il semble qu'il faille avec ces produits des concentrations de l'ordre de 0,3 à 0,5 g/m<sup>3</sup> et des temps de contact de 30 à 45 mn pour avoir une action définitive sur des virus du type de l'hépatite infectieuse. Certains auteurs pensent que le dioxyde est meilleur virulicide que le chlore ou du moins qu'à concentration égale, il agit plus vite.

### - Action sur les parasites du règne animal (amibes, vers, etc...)

Cette action a été peu étudiée et les résultats obtenus sont trop fragmentaires pour en tirer des conclusions définitives. Ce qui est sûr, c'est que ces organismes sont

très résistants aux désinfectants chimiques. Ainsi, certains auteurs parlent de concentration de 1 g/m<sup>3</sup> d'ozone pour éliminer le vecteur de la bilharziose, d'autres de résiduel de chlore de 8 à 10ppm pour détruire "Entamoeba histolytica", responsable de dysenterie amibienne. Ces "super-doses" devront être mises en oeuvre dans les pays à haut risque (pays à climats chauds et humides essentiellement).

## 2.3 Influence de "l'ambiance"

Ces quelques règles concernant les concentrations et temps de contact à mettre en oeuvre sont valables dans les conditions habituelles de pH et de température. Il convient de les compléter par les observations suivantes:

2.3.1 Le chlore et le dioxyde de chlore sont stables en solution aqueuse. Il n'en est pas de même de l'ozone que se décompose rapidement dans l'eau. Aux teneurs habituellement introduites, l'ozone disparaît en 20 mn environ (Figure 2), la vitesse de décomposition augmentant avec le pH. Le maintien d'un résiduel d'ozone demande par conséquent une série d'injections étagées dans des bassins conçus à cet effet. Le chlore et le dioxyde n'exigent qu'une injection ponctuelle.

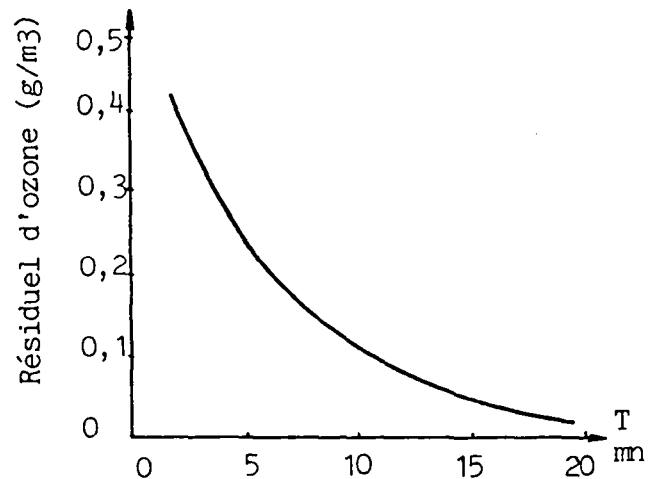


Fig. 2. Décroissance du résiduel d'ozone dans une eau naturelle.

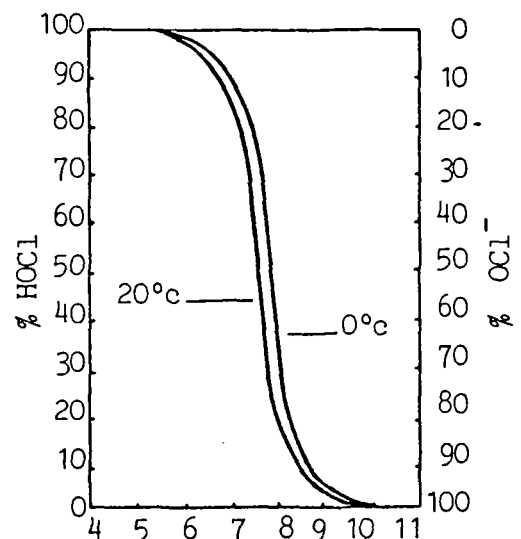


Fig. 3. Répartition de l'acide hypochloreux (HOCl) et de l'ion (OCl<sup>-</sup>) en fonction du pH.

**2.3.2** L'expérience montre que les propriétés désinfectantes du chlore sont fortement affectées par une augmentation du pH de l'eau.

Ce phénomène s'explique aisément: le "chlore résiduel libre" mesuré en solution aqueuse est, en fait, décomposé en acide hypochloreux HOCl et en ion chlorite (OCl)<sup>-</sup>. La proportion d'HOCl et OCl<sup>-</sup> dépend du pH (Figure 3). Seule la forme HOCl est réellement désinfectante. Dans les eaux à fort pH, la concentration résiduelle de "chlore libre" devra donc être augmentée pour obtenir la même efficacité.

**2.3.3** Le dioxyde de chlore est très peu sensible aux conditions de pH, au moins sur une gamme allant de 6 à 10.

**2.3.4** Les variations de température, dans des limites généralement admises pour la distribution publique de l'eau, ne paraissent avoir qu'une influence de 2ème ordre sur les réactions de désinfection. La température n'intervient qu'indirectement:

- dans le cas du chlore, sur le pourcentage de dissociation (HOCl)/(OCl)<sup>-</sup>, la proportion de HOCl étant plus grande à basse température,
- dans le cas de l'ozone, sur la dissolution dans l'eau qui est favorisée à basse température.

**2.3.5** L'action de tous les désinfectants chimiques est fortement affectée par la présence de matières en suspension dans l'eau, qui servent, en quelque sorte, de protection aux organismes pathogènes. En pratique, on devra toujours mettre en oeuvre une désinfection chimique sur une eau préalablement clarifiée et de turbidité si possible inférieure à 1 JTU. Notons ici que les traitements de clarification participent efficacement à la désinfection: 95% d'élimination des germes tests pour une décantation-filtration, selon certains auteurs. Ces rendements peuvent être améliorés si la clarification est précédée d'une préoxydation.

**2.3.6** Le chlore forme aisément des produits de substitution ou d'addition avec l'ammoniaque et les matières organiques en perdant la plus grande partie de son pouvoir désinfectant, l'obtention d'une faible teneur en chlore actif pouvant demander de très forts dosages totaux en chlore. Par contre, le dioxyde de chlore comme l'ozone échappent à cet inconvénient; on reviendra ultérieurement sur la question.

### 3 Les doses à injecter – la demande en désinfectant

Si l'on introduit une certaine dose de désinfectant dans l'eau, on constate une évolution du résiduel mesuré au cours du temps (Figure 4).

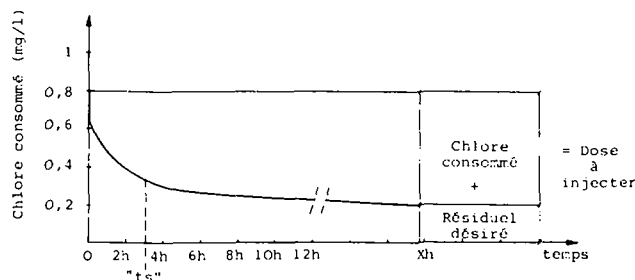


Fig. 4. Exemple de courbe de demande en chlore

L'eau présente une demande en "désinfectant" due aux réactions chimiques qui se développent avec les composés organiques et minéraux qu'elle contient.

Certains auteurs font la distinction entre:

- "demande immédiate" due à des réactions à cinétique rapide ou à une auto-destruction (dans le cas de l'ozone par exemple) relativement maîtrisables car elles se produisent dans l'enceinte de l'usine de traitement,
- "demande au bout du temps 't'" due à des réactions à cinétique lente, plus gênantes car elles se poursuivent souvent le long du réseau.

La connaissance des courbes de demande en désinfectant est fondamentale pour le traiteur d'eau puisqu'elle permet de déterminer:

- (a) les doses de désinfectant à mettre en oeuvre pour respecter les conditions de temps de contact et de concentration résiduelles précédemment définies,
- (b) le temps "ts" au bout duquel la demande en désinfectant est assurée en quasi-totalité et où l'eau est "Stabilisée".

Pour l'ozone, agent à cinétique d'action rapide, ce temps de stabilisation est relativement faible (10 à 20mn en général) et sera assuré dans des bassins d'injection étagés de façon à combattre l'effet d'auto-destruction.

Pour le chlore et le dioxyde, qui sont en général injectés de manière ponctuelle, ce temps est plus long (souvent 2 à 3 heures) et devra être assuré dans les réserves en sortie d'usine, qui devront être conçues en conséquence.

Cette approche pragmatique et apparemment simple du problème se complique du fait que les méthodes de dosages doivent distinguer entre les différentes formes chimiques du résiduel. Pour le chlore présence de chlore "combiné" et pour le dioxyde (présence de chlore libre et/ou combiné, de dioxyde et éventuellement de chlorite), la détermination du résiduel actif demande des manipulations délicates et complexes.

Nous soulignerons enfin – et c'est un peu une évidence – que quel que soit l'agent employé, la destruction des micro-organismes pathogènes doit être complète à la sortie d'usine. Le maintien d'un résiduel sur le réseau n'a pas pour but d'y poursuivre la désinfection proprement dite, mais d'y maintenir un effet "bactériostatique", c'est à dire de limiter la formation éventuelle de biomasse non pathogène mais engendrant de multiples inconvénients (apparition de mauvais goûts, de turbidité, diminution de l'oxygène dissous, etc . . .) Lorsque la désinfection sera obtenue par ozonation, cet effet "Bactériostatique", appelé encore effet "rémanent", devra être assuré par un ajout final à faible dose de chlore ou de dioxyde de chlore.

### 4 Les réactions annexes interférant avec la désinfection chimique – les sous produits indésirables – les effets organoleptiques

Les principales réactions d'oxydation, de substitution ou d'addition du chlore, de l'ozone et du dioxyde avec les composés minéraux ou organiques ont été regroupées très schématiquement sur le Tableau n° 1. Chaque case de ce tableau mériterait de longs développements. Nous rappellerons ci-dessous très brièvement un certain nombre de points bien connus et nous nous attarderons davantage sur les problèmes plus récemment mis à jour, des matières organiques et des sous-produits qui s'y rapportent.



**Tableau 1. Action de Cl<sub>2</sub>, O<sub>3</sub>, ClO<sub>2</sub>, sur les principaux polluants de l'eau.**

Polluant		Chlore	Ozone	Dioxyde de Chlore
Fer et Manganèse		•	•••	••
Ammoniaque		•••	o	o
Matières organiques	Goûts (Ex: Phénols)	••	•••	••
	Couleurs	•	•••	••
	Précurseurs d'Halométhanes	•••	-	-
	Accroissement de la biodégradabilité	•	•••	••

<b>Action</b>	<b>Sous produits</b>
••• Très efficace	• Indésirables
•• Efficace	•• Fortement indésirables ou nocifs
• Peu efficace ou lente	
o Pas d'action	

## 4.1 Fer et manganèse

Le chlore, l'ozone, le dioxyde de chlore oxydent le fer et le manganèse qui précipitent sous forme d'hydroxyde. A partir d'une certaine concentration, ces précipitations donnent des colorations rouille ou noirâtre et il y a lieu de les éliminer par filtration. L'ozone a, de loin, l'action la plus énergique et est capable d'oxyder ces métaux même lorsqu'ils sont sous forme de complexes organiques.

## 4.2 Ammoniaque

Le chlore détruit l'ammoniaque en formant des chloramines (théorie du break-point). Cette réaction est très gourmande en chlore: environ 8ppm de chlore pour détruire 1ppm d'ammoniaque. Le dioxyde de chlore et l'ozone n'ont aucune action sur l'ammoniaque.

## 4.3 Matières organiques

Toutes les eaux contiennent des composés organiques d'origine naturelle (acides humiques par exemple) ou industrielle (pesticides, etc . . .) Ces composés organiques sont souvent responsables de la coloration et des mauvais goûts de l'eau. On sait, par exemple, depuis longtemps que le chlore donne avec les phénols des composés appelés "chlorophénols" extrêmement sapides, et ceci même lorsque les concentrations de phénol sont très faibles.

Les progrès de la chimie analytique au cours des dix dernières années ont permis de mettre en évidence un certain nombre de réactions jusque là inconnues entre les matières organiques et les oxydants/désinfectants.

EAU BRUTE  
TOC1 : 10 à 100 µg/l

EAU CHLOREE  
TOC1 = 50 à 500 µg/l

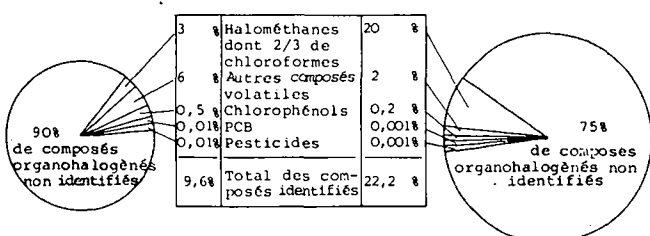


Fig. 5. Présence des composés organohalogénés dans l'eau de Seine – Influence de la chloration – Rapport OCDE 1979.

## 4.3.1 Le chlore et les composés organiques – Le problème des halométhanes –

La Figure 5 résume de manière schématique les résultats obtenus sur des eaux brutes et sur des eaux chlorées, dans différents pays industrialisés.

La chloration à forte dose de l'eau brute fait augmenter la mesure du TOC1, représentative de la quantité globale des composés organochlorés (ou plus généralement organohalogénés car le chlore y est souvent accompagné de brome ou d'iode). Parmi ces organohalogénés, les halométhanes – composés volatils du chlore et du méthane, dont le chloroforme – ont été particulièrement étudiés depuis 1974 et leur présence a été jugée inquiétante pour deux raisons principales:

(a) des expériences ont montré que le chloroforme était cancérigène sur le rat . . . L'est-il sur l'homme et à quelle dose? C'est une question encore à l'examen des spécialistes à laquelle nous nous garderons de répondre ici. Il y a quand même là une présomption grave que le distributeur d'eau doit prendre en compte.

(b) les halométhanes ne sont en fait que la partie relativement connue de l'iceberg, c'est à dire des quelques 80 ou 90% des composés non encore identifiés ou non étudiés. Il y a tout lieu de craindre qu'il existe parmi eux des composés au moins aussi toxiques que le chloroforme.

Bien qu'à cette date aucun consensus définitif ne soit encore apparu, il semble que l'on s'oriente, dans un premier temps, vers une limitation des halométhanes à des taux de l'ordre de 50 à 100 µg/l. Les normes définitives dépendront des résultats des études en cours et pourraient être plus sévères.

Comment parvenir à ce résultat?

Il est pratiquement impossible, par les traitements classiques, d'éliminer les halométhanes une fois qu'ils sont formés. Il faut donc prévenir leur formation:

(a) en ne chlorant que des eaux préalablement purées des "précurseurs", c'est à dire des matières organiques susceptibles de produire des halométhanes. Les "acides humiques" en particulier ont été reconnus comme un de ces "précurseurs" principaux.

(b) en limitant les doses de chlore mises en oeuvre.

Il apparaît donc qu'il n'y a pas lieu de remettre en cause, pour l'instant, l'emploi du chlore à faible dose (inférieure à 1 mg/l) et sur de l'eau bien traitée, tel que cela est – ou devrait être fait – en désinfection finale. Ce qui est actuellement mis en accusation est la pratique de la chloration à forte dose, et en particulier la "préchloration" des eaux brutes.

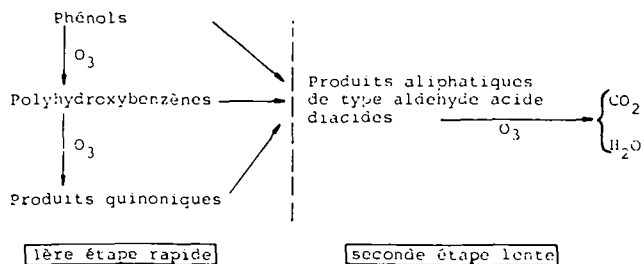
## 4.3.2. L'ozone et les composés organiques

L'ozone est un oxydant extrêmement puissant qui agit remarquablement sur les matières organiques.

Il est capable de "casser" les longues molécules organiques telles que les composés polycycliques aromatiques et améliore ainsi considérablement les qualités organoleptiques de l'eau (goût et couleur). Il ne donne pas de composés sapides avec les phénols. Ces réactions mettent en jeu des mécanismes extrêmement complexes. Aussi, la dégradation des produits aromatiques s'effectuerait en deux grandes étapes, selon le schéma suivant:

La première étape rapide et relativement facile s'effectuera sans doute même pour des taux d'ozonation très faibles comme ceux appliqués en désinfection.

Il n'en sera pas toujours de même pour la seconde étape, qui nécessite des doses d'ozone beaucoup plus



importantes, les composés aliphatiques étant beaucoup plus réfractaires à l'ozone.

Dans le cas du phénol, les produits de la réaction sont les acides formique, muconique, glyoxylique, l'aldéhyde maléique et transitoirement le catechol et l'hydroquinone.

L'ozone ne produit pas de composés halogènes.

Par contre, une ozonation insuffisamment prolongée peut augmenter la quantité de "précurseurs" d'halométhanes présents dans l'eau: ainsi l'ozonation du phénol produit des composés intermédiaires - tels le catechol - reconnus comme "précurseurs" d'halométhanes.

Enfin, il est susceptible de modifier la structure de certaines, matières organiques et de les rendre ainsi plus facilement biodégradables. D'où son intérêt avant une filtration sur charbon actif biologique.

#### 4.3.3 Le dioxyde de chlore et les composés organiques

Le dioxyde de chlore est également un bon oxydant. Initialement, il a surtout été utilisé dans le domaine de l'eau parce qu'il ne donne pas de composés sapides avec les phénols. Il ne forme pas de composés halogénés. Ces sous-produits ont certainement été moins étudiés que ceux du chlore ou de l'ozone. On sait que le dioxyde oxyde les agents réducteurs en formant des chlorites ( $\text{ClO}_2^-$ ) qui sont susceptibles, sous certaines conditions, de se dismuter en chlorate. Les chlorites peuvent provoquer la méthémoglobinie. Des études récentes semblent toutefois conclure que la toxicité du chlore n'apparaît qu'à des taux très supérieurs à ceux provoqués par l'action du dioxyde aux doses habituelles.

#### 4.3.4 Effets organoleptiques

Le reproche principal des usagers vis à vis du chlore est un goût spécifique mais surtout le développement de très mauvais goûts du fait de la formation éventuelle de produits chlorés. Si le goût spécifique est apprécié comme sécurisant dans certains pays (U.S.A.), les mauvais goûts induits font l'unanimité contre eux.

Le dioxyde de chlore possède aussi un goût propre. Ce goût propre constitue un obstacle vis à vis d'un accroissement des doses appliquées. Le chlore comme le dioxyde peuvent avoir un effet bénéfique plus ou moins marqué sur la couleur de l'eau.

L'ozone, par contre, a une supériorité marquée et indiscutée sur les deux autres réactifs vis à vis de l'amélioration du goût, des odeurs résiduelles, de la couleur et de l'aspect général de l'eau traitée. C'est là un critère important de choix tout au moins dans les pays où les usagers marquent une certaine exigence vis à vis des qualités organoleptiques des eaux distribuées.

## 5 Conditions et coûts d'exploitation

Le chlore est certainement le produit le plus employé par les distributeurs d'eau. Il peut être employé sous forme de gaz liquéfié, ce qui impose, compte tenu de sa toxicité, des contraintes de sécurité assez draconiennes

au niveau des stockages importants. Pour éviter ces contraintes, on peut envisager son emploi sous forme d'hypochlorites (liquide ou solide), produits plus chers à l'achat que le chlore gazeux. La mise en oeuvre du chlore gazeux par chloromètres ou des hypochlorites par pompes doseuses est extrêmement simple.

L'ozone, ou plutôt l'air ozoné, doit être produit "in situ" par passage d'un effluve d'air entre deux électrodes portées à une différence de potentiel de 15.000 à 20.000 V. Les ozoneurs avec leurs matériel annexe de dessiccation et de préparation d'air sont des appareils demandant un investissement important. Les coûts d'exploitation se limitent ensuite à l'entretien et aux frais d'électricité (environ 25 kWh par kg d' $\text{O}_3$  produit. La mise en contact de l'air ozoné et de l'eau se fait au moyen de diffuseurs poreux, d'injecteurs ou de turbines. Cette mise en contact doit être soigneusement étudiée si l'on veut obtenir un bon rendement de dissolution. Le rendement n'étant jamais de 100%, il faut prévoir la destruction de l'ozone en excès, ou son emploi en tête.

Le dioxyde de chlore est préparé également "in situ" par action du chlorite de sodium et du chlore gazeux ou par action du chlorite de sodium et de l'acide chlorhydrique. Dans le premier cas, on se heurte aux mêmes problèmes de stockage qu'avec le chlore. Par contre, on garde la possibilité d'avoir du chlore gazeux en secours en cas de déficience de l'installation de dioxyde. Les "générateurs" de dioxyde doivent être réglés assez finement et très près de la stochiométrie si l'on veut avoir du dioxyde suffisamment pur ayant les propriétés indiquées plus haut, et non un mélange beaucoup moins intéressant de dioxyde, de chlorite ou de chlore en excès. Du fait de la présence possible de ces trois corps, le contrôle du produit fabriqué est délicat et nécessite des mesures plus complexes que le chlore ou l'ozone.

La Figure n° 6 donne les prix de revient (investissement et exploitation) des traitements de désinfection communiqués par un exploitant français. Les prix sont exprimés en centimes de francs français ( $\text{F.F} \times 10^{-2}/\text{m}^3$ ). La dispersion relative des résultats est due aux capacités de production différentes (de 3.000 à 300.000  $\text{m}^3/\text{j}$ ) et aux divers taux de traitement appliqués (0,5 à 2  $\text{mg/l}$ ).

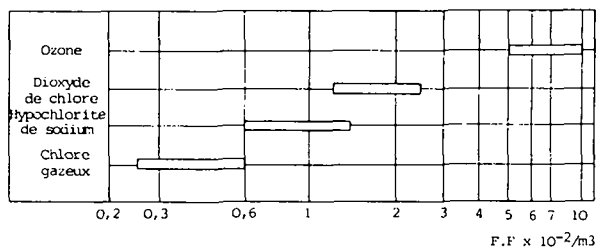
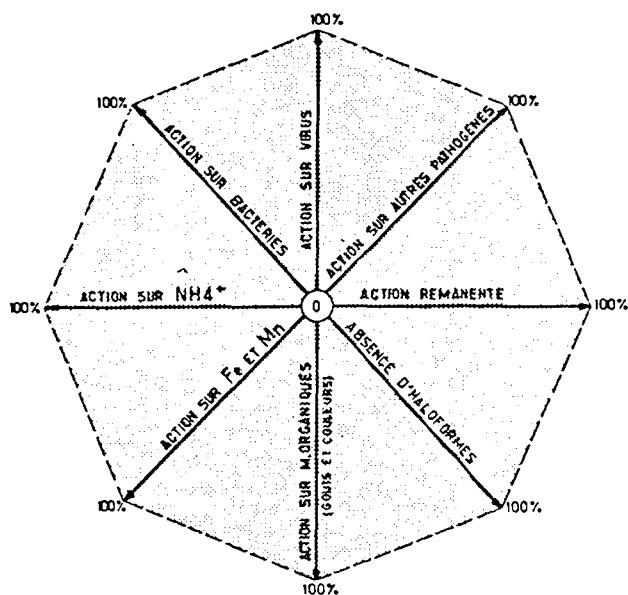


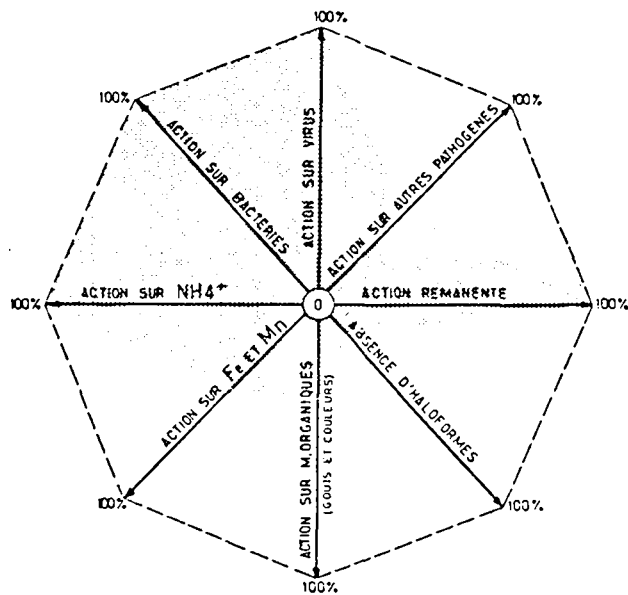
Fig. 6. Prix de revient moyens des traitements au chlore, à l'ozone et au dioxyde de chlore.

Tableau 2. Prix de revient des traitements au chlore, à l'ozone et au dioxyde de chlore en fonction de taux de traitement.

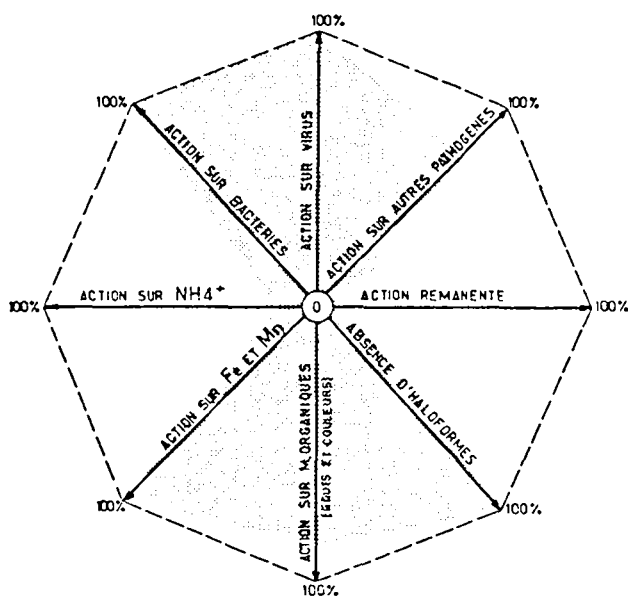
Taux g/m <sup>3</sup>	15	6	4	2	1	0,5	0,2
Chlore gazeux	3,1	1,6	1,3	0,9	0,7	0,3	
Hypochlorite de sodium ...	4,6	2,3	1,8	1,3	1	0,4	
Dioxyde de chlore .....					2,2	1,2	0,7
Ozone (désinfection)			12	8	6		
	en F.F x 10 <sup>-2</sup> /m <sup>3</sup>						



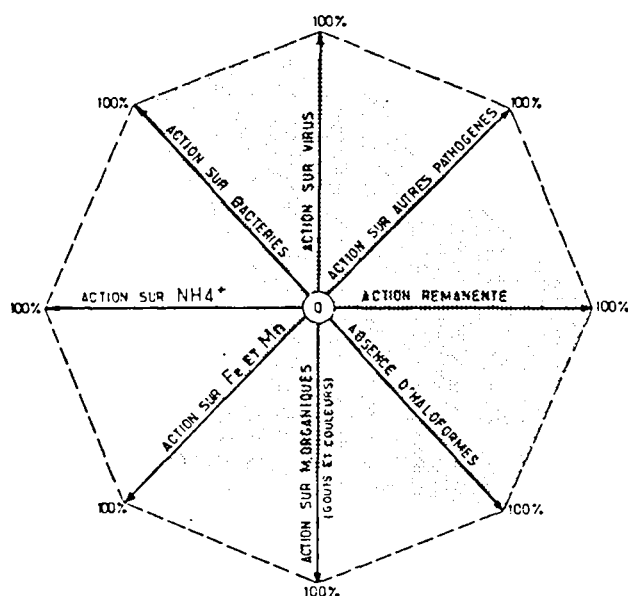
1) Agent idéal



2) Chlore



3) Ozone



4) Dioxyde de chlore

Fig. 7. Synthèse schématique des actions du chlore, de l'ozone et du dioxyde de chlore.

Le tableau n° 2 résume les renseignements obtenus auprès d'un autre exploitant français, donnés cette fois en fonction du taux de traitement et à capacité de production constante.

Le chlore gazeux et l'hypochlorite de sodium restent les désinfectants les moins chers. En fait, comme nous le soulignerons dans notre conclusion, ces comparaisons de coût dans l'absolu ont peu de sens: les trois produits sont de bons désinfectants mais n'ont pas, par ailleurs, les mêmes effets bénéfiques ni les mêmes nuisances éventuelles au sein d'une filière de traitement. Le traiteur d'eau devra donc établir dans chaque cas d'espèce un bilan économique, tenant compte de la qualité globale de l'eau qu'il veut obtenir.

## 6 Conclusions

Le traitement de l'eau est assuré par une succession de procédés unitaires qui doivent être assemblés dans le cadre d'une "filière", afin de corriger, ensemble, les défauts de l'eau brute et d'atteindre un objectif de qualité. Examiner isolément l'efficacité d'un procédé unitaire ou la correction d'un seul défaut initial peut conduire à des absurdités. Les réactifs de désinfection sont également des réactifs de traitement, vecteurs d'effets bénéfiques ou nuisibles. Il y a donc lieu, dans tous les cas, d'envisager l'ensemble de la chaîne de traitement, de déterminer la place et le dosage des réactifs de désinfection, et pour les trois produits considérés (chlore, ozone, dioxyde de chlore) de faire une étude comparative: bilan des avantages et inconvénients vis à vis de la désinfection mais également vis à vis de tous les autres paramètres, en tenant compte, bien sûr, des aspects économiques.

On peut cependant dégager quelques idées générales concernant l'emploi des réactifs de désinfection. Dans les cas simples, pour des eaux ne contenant pas de "précurseurs" de sous-produits chlorés indésirables tant sur le plan organoleptique que sur le plan sanitaire, le chlore reste le désinfectant de choix. Dans le cas d'eaux présentant une pollution organique notable (acides

humiques et corps de synthèse en particulier), il faut écarter l'emploi du chlore au sein de la filière de traitement et compter sur les effets d'une nitrification biologique s'il existe un risque de pollution ammoniacale. Il faut également s'appliquer à réduire au mieux la teneur en matières organiques avant la désinfection finale. Pour cela, une oxydation intermédiaire sera souvent nécessaire: elle se fera au dioxyde de chlore et/ou à l'ozone, l'ozonation étant très efficace si elle est suivie d'un procédé d'adsorption pur ou à effet biologique. Si l'affinage de l'eau est assez poussé, la désinfection finale pourra être assurée par le chlore. Si une pollution organique résiduelle persiste et qu'elle est susceptible de donner des sous-produits chlorés gênants, la désinfection finale sera faite au dioxyde de chlore.

Il peut arriver que pour des raisons conjoncturelles, on n'ait pas les moyens de réaliser immédiatement les traitements assurant la qualité "optimum" désirée et que l'on soit amené à établir des priorités. La désinfection étant l'objectif prioritaire, on peut, dans un premier temps, l'assurer par le chlore qui se met en oeuvre d'une manière aisée et peu coûteuse, quitte à faire l'impasse, provisoirement, sur les inconvénients organoleptiques ou les effets sanitaires à long terme.

Cette décision, prise en toute connaissance dans certains cas particuliers, doit être considérée comme un compromis transitoire. Si les inconvénients apparaissent ou s'accroissent en cours d'exploitation, le distributeur d'eau devra y remédier, tôt ou tard, en aménageant son traitement et en abandonnant éventuellement le chlore au profit des autres agents. D'où l'intérêt de concevoir des filières de traitement non figées, permettant une évolution ultérieure.

De toutes façons, dans ces cas de pollution complexe – la Figure n° 7 le montre bien – le chlore, l'ozone et le dioxyde de chlore ne peuvent plus être présentés comme des produits concurrents et apparaissent de plus en plus comme complémentaires. Pour le distributeur d'eau, le problème est alors de les utiliser au mieux, de façon combinée, afin d'optimiser à la fois leur action et leur coût d'exploitation.

## Disinfection of water by chlorine, ozone and chlorine dioxide

by C. Gomella

Consulting Engineer, SETUDE

and P. Musquere

Société Lyonnaise des Eaux et de l'Eclairage, Paris, France

### 1. Introduction

Disinfection of a water means the elimination of any pathogenic organisms it may contain by appropriate treatments. Chemical disinfection was developed at the end of the last century and is now the most commonly used process.

The water supply engineer's daily responsibility is to see that bacteriological standards are observed—i.e., to confirm that treatment has resulted in the disappearance of a number of indicators.

The biological and health aspects of disinfection could form the subject of a different forum and will not be discussed here. It is, however, pointed out that current standards are sometimes disputed, that many research projects are in progress to find faster and more direct methods of pathogen identification and that some health experts consider that a distinction should be drawn between natural water contamination indicators and treatment efficacy indicators. Even more stringent monitoring of disinfection may therefore be introduced in the next few years.

The most commonly used substances for potable water disinfection are chlorine, ozone and chlorine dioxide.

As it happens, these "disinfectants" are also oxidants, which react—each in a specific way—with a number of dissolved pollutants.

Although these reactions are advantageous for treatment, they have two disadvantages:

- i. under certain conditions they form unwanted byproducts;
- ii. they give rise to higher product consumption than strictly necessary for disinfection.

Hence, to weigh the relative advantages and disadvantages of these three disinfectants:

- i. their actual disinfectant properties must be studied;
- ii. the various reactions accompanying and interfering with disinfection must be analysed and identified.

### 2. Mechanisms of chemical disinfection; main parameters

#### 2.1 Theory

The following parameters are relevant to disinfection:

- i. the *active content* of disinfectant, which depends on the dose used and the reactions of the disinfectant with the water itself and any substances contained in it;
- ii. the *contact time* for which the active content is maintained in the water;
- iii. the specific *lethal power* of the disinfectant;

- iv. the *susceptibility* of the organism to be destroyed or inactivated;
- v. the ambient *physicochemical conditions*—in particular, pH and temperature.

On the basis of the many papers published over sixty years, a mathematical model linking these various parameters can be proposed.

The theoretical law representing the decrease in the number of bacteria subjected to disinfection is as follows:

$$\frac{N_t + \Delta t}{N_t} = e^{-\lambda t \Delta t} \quad (1)$$

in which  $N_t$  = number of bacteria present at time  $t$ ,  
 $\lambda t$  = numerical coefficient

Since the active disinfection concentration  $C_t$  obviously plays an important part, we stipulate:

$$\lambda t = \Omega_t C_t^n$$

$\Omega_t$  is a parameter which quantifies the following under specified "environmental" conditions:

the susceptibility of an organism to a given disinfectant

or

the lethal power of a disinfectant for a given organism.

Experience shows that  $\Omega_t$  is often constant over long periods of time  $T$ .

For a concentration  $C$  kept constant over a contact time  $T$ , relation (1) can then be integrated:

$$\log \frac{N_t}{N_0} = -\Omega C^n T \quad (2)$$

( $-\Omega$  is usually expressed in  $(\text{mg/l})^{-1} \cdot \text{min}^{-1}$ ).

This relation immediately shows that the contact time is of vital importance at constant concentration: the contact time must be tripled to reduce the proportion of survivors from 10% to 0.1%.

Experimental work supporting this theory usually starts from the same approach: carefully chosen micro-organisms are placed in suspension in a water containing a concentration  $C$  of disinfectant and their mortality is studied against time (Fig. 1a).

The pairs of values  $(C, T)$  needed to destroy the bacteria are deduced from this; these values are linked by a relation of the type  $C^n \times T = \text{constant}$  (Fig. 1b).

Figs. 1a and 1b. Diagrammatic representation of the action of a disinfectant. (Page 2)

This diagrammatic representation of the action of

the disinfectant reveals an optimum utilisation zone, to the right of which the contact time must be increased considerably for a small gain in concentration. To the left of this zone, the concentration  $C$  would have to be increased considerably for a small gain in contact time. It will also be seen that a massive increase in the disinfectant dose does not necessarily improve the bacteriological quality of the water, but instead exacerbates the disadvantages of the presence of the disinfectant: possible deterioration of organoleptic properties, corrosion of water mains and formation of unwanted byproducts.

## 2.2 Practical application conditions

For all these theoretical considerations, it must not be forgotten that most of the experimental work illustrating them is carried out *in vitro* on water seeded with young bacterial strains under environmental conditions remote from those obtained in practice.

The relevant results will be considered cautiously by the water supply engineer, who must adopt generous safety margins, preferably on the contact time. Most authors in practice agree on the following disinfection conditions, valid for the usual conditions of pH (7–8) and temperature (10–20°C) and for clarified water (turbidity less than 1 JTU).

### i. Bactericidal action

- 0.1–0.2 g/m<sup>3</sup> free chlorine for 10–15 min
- or 0.1–0.2 g/m<sup>3</sup> chlorine dioxide for 5–10 min
- or 0.1–0.2 g/m<sup>3</sup> ozone for 1–2 min

will ensure bacterial innocuousness.

Note that these levels refer to the residual free disinfectant concentration in the water and not to the dose injected.

### ii. Viricidal action

Ozone is an excellent viricide at concentrations of 0.4 g/m<sup>3</sup> and a contact time of 4 min.

Chlorine and chlorine dioxide have slower attack kinetics on viruses, requiring perhaps 0.3–0.5 g/m<sup>3</sup> concentrations and contact times of 30–45 min to have a decisive effect on viruses of the infective hepatitis type. Some authors consider the dioxide to be a better viricide than chlorine or at least that it acts faster at equal concentration.

### iii. Action on parasites of the animal kingdom (amoebas, worms, etc.)

Little research has been conducted on this action and the results are too fragmentary for definite conclusions to be drawn from them. It is, however, certain that these organisms are highly resistant to chemical disinfectants. For instance, some authors mention a concentration of 1 g/m<sup>3</sup> ozone to eliminate the bilharziasis vector, while others specify 8–10 ppm residual chlorine to destroy *Entamoeba histolytica*, the organism responsible for amoebic dysentery. These “superdoses” are to be used in high-risk countries (mainly ones with hot, humid climates).

## 2.3 Effect of “environment”

These few rules on the concentrations and contact times to be used are valid for the usual pH and temperature conditions, but should be supplemented by the following observations:

**2.3.1** Chlorine and chlorine dioxide are stable in aqueous solution. Ozone, however, decomposes quickly in water. At the levels usually injected, ozone disappears in about 20 min (Fig. 2), the decomposition rate increasing with pH. Hence, if a residual ozone content is to be maintained, a series of staged injections in specially designed tanks is necessary. Chlorine and its dioxide require only a single point of injection.

Fig. 2. Decrease in residual ozone level in a natural water. (Page 2)

Fig. 3. Distribution of hypochlorous acid (HC10) and the ion (C10)<sup>-</sup> vs pH. (Page 2)

**2.3.2** Experience shows that the disinfectant properties of chlorine are strongly affected by an increase in the pH of the water.

This is easily explained: the “residual free chlorine” measured in aqueous solution is in fact made up of hypochlorous acid HC10 and the chlorite ion (C10)<sup>-</sup>. The proportions of HC10 and (C10)<sup>-</sup> depend on the pH (Fig. 3). Only the HC10 form is truly disinfectant. The residual “free chlorine” concentrations must therefore be increased in high-pH waters to obtain the same effect.

**2.3.3** Chlorine dioxide is hardly affected by pH, at least in the range 6–10.

**2.3.4** Temperature variations within the usually accepted limits for public water supply seem to have no more than a second-order effect on disinfection reactions. Temperature acts only indirectly:

- i. with chlorine, on the HC10/(C10)<sup>-</sup> dissociation percentage, the proportion of HC10 being higher at low temperature;
- ii. with ozone, on the facility with which it dissolves in the water (it dissolves more readily at low temperature).

**2.3.5** The action of all chemical disinfectants is greatly affected by the presence of suspended solids in the water, which in effect protect the pathogens.

In practice, water to be chemically disinfected should always have undergone prior clarification and its turbidity should if possible be less than 1 JTU.

Note that clarifying treatments contribute effectively to disinfection, some authors stating that 95% of test microorganisms are eliminated by settling and filtration. These rates can be improved if clarification is preceded by preliminary oxidation.

**2.3.6** Chlorine readily forms substitution or addition products with ammonia and organic matter, losing most of its disinfectant power in the process; very high total chlorine doses may be needed to obtain a low active chlorine level. Both chlorine dioxide and ozone, however, lack this disadvantage (see below).

## 3. Doses to be injected: disinfectant demand

If a specific disinfectant dose is injected into water, the residual level is found to vary with time (Fig. 4).

Fig. 4. Specimen chlorine demand curve. (Page 3)

Water has a “disinfectant” demand due to the chemical reactions developing with the organic compounds contained in it.

Some authors distinguish between:

- a. “immediate demand” due to rapid-kinetics reactions or self-destruction (e.g., with ozone); these can be relatively easily controlled because they occur within the treatment plant; and
- b. “demand after time  $t$ ” due to slow-kinetics reactions; these are more awkward as they continue right along the supply main.

The water treatment engineer must be familiar with the disinfectant demand curves as the following can be determined from them:

- a. the disinfectant doses to be used to satisfy the contact time and residual concentration requirements specified above;
- b. the time “ $t_s$ ” after which the disinfectant demand is

virtually fully satisfied and the water is "stabilised".

With ozone, which has fast reaction kinetics, the stabilisation time is relatively short (usually 10–20 min) and is achieved by staged injection tanks to combat self-destruction.

With chlorine and its dioxide, for which single-point injection is the rule, this time is longer (often 2–3 h) and must be achieved in the reserve tanks at the plant outlet, which must be scaled accordingly.

This pragmatic and apparently simple approach to the problem is complicated by the fact that the determination methods have to distinguish between the different chemical forms of the residual content. With chlorine (where free and "combined" chlorine are present) and its dioxide (where free and/or combined chlorine, dioxide and possibly also chlorite are present), determination of the residual active content calls for critical and complex analytical operations.

Finally, it is self-evident that whatever product is used, pathogen destruction must be completed when the water leaves the plant. The reason for maintaining a residual content in the mains is not to continue actual disinfection but to preserve in the mains a "bacteriostatic" effect —i.e., to limit any formation of a biomass which, while non-pathogenic gives rise to many disadvantages (bad tastes, turbidity, reduction of dissolved oxygen, etc.). With ozone disinfection, this "bacteriostatic" effect (or "remanence") must be obtained by a final low-dose addition of chlorine or chlorine dioxide.

#### **4. Secondary reactions interfering with chemical disinfection; unwanted byproducts; organoleptic effects**

The main oxidation, substitution and addition reactions of chlorine, ozone and chlorine dioxide with inorganic and organic compounds are set out in Table 1. Each box in the table could be discussed at great length. A number of familiar points will be briefly outlined below, while some more recently discovered problems and the relevant organic substances and byproducts will be dealt with at greater length.

**Table 1. Action of Cl<sub>2</sub>, \*<sub>3</sub> and ClO<sub>2</sub> on the main water pollutants. (Page 4)**

##### **4.1 Iron and manganese**

Chlorine, ozone and chlorine dioxide oxidize iron and manganese, which precipitate as hydroxide. Above a certain concentration, these precipitates give rise to rusty or blackish colorations, which have to be filtered out. Ozone is by far the most serious offender and can oxidize these metals even when they are present as organic complexes.

##### **4.2 Ammonia**

Chlorine breaks down ammonia and forms chloramines (break point theory). This reaction gobbles up chlorine, about 8 ppm being needed to destroy 1 ppm of ammonia. Ammonia is unaffected by chlorine dioxide and ozone.

##### **4.3 Organic substances**

All waters contain organic compounds of natural or industrial origin (e.g., humic acids and pesticides

respectively), which are often responsible for coloration and bad tastes in the water. It has long been known, for example, that chlorine reacts with phenols to give so-called "chlorophenols", which have a very strong taste, even at very low phenol concentrations.

With the progress of analytical chemistry over the past decade, a number of hitherto unknown reactions between organic substances and oxidants/disinfectants have come to light.

##### **4.3.1 Chlorine and organic compounds—the problem of halomethanes**

Fig. 5 summarizes the results obtained with raw and chlorinated waters in various industrialized countries.

**Fig. 5. Presence of organohalogens in Seine water; effect of chlorination (OECD Report 1979). (Page 5)**

High-rate chlorination of raw water increases the TOC<sub>1</sub>, which represents the total quality of organochlorine compounds (or, more generally, organohalogens as the chlorine is often accompanied by bromine or iodine). Of the organohalogens, the halomethanes (volatile compounds of chlorine and methane, including chloroform) have been the subject of particular research since 1974, their presence giving rise to anxiety for two main reasons:

a. Experiments have shown that chloroform is carcinogenic in rats; is it also in man, and if so at what dose? The experts are still working on this question and we cannot answer it here. Nevertheless, there is a serious presumption, which the water supply engineer must take into account.

b. The halomethanes are in fact only the tip of the iceberg—80 or 90% of the relevant compounds have not yet been identified or not been studied. There is every reason to fear that they include compounds at least as toxic as chloroform.

Although no final consensus has yet emerged, there seems to be an initial tendency towards the adoption of a limit for halomethanes in the region of 50–100 µg/l. The eventual standards will depend on the results of current research and may be more stringent.

How can this result be achieved?

Halomethanes, once formed, are virtually impossible to eliminate by conventional treatments. Their formation must therefore be prevented:

a. by chlorinating only waters previously rid of the "precursors", i.e., organic compounds liable to produce halomethanes. "Humic acids" in particular have been recognized as important "precursors".

b. by limiting the chlorine doses used.

Hence there seems to be no reason for the present to call into question the use of chlorine at low doses (less than 1 mg/l) in properly treated water, as it is (or should be) at the final disinfection stage.

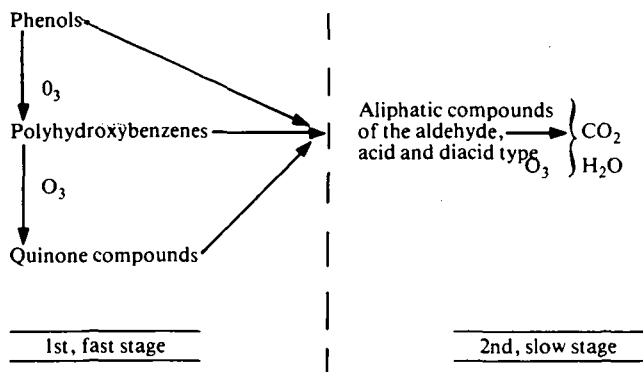
What is now in the dock is the practice of high-rate chlorination and in particular the "prechlorination" of raw water.

##### **4.3.2 Ozone and organic compounds**

Ozone is an extremely powerful oxidant which has a remarkable effect on organic matter.

It can break down long-chain organic molecules such as polyaromatic compounds, thus considerably improving the organoleptic properties of the water (taste and colour). It does not give strong-tasting compounds with phenols. These reactions involve highly complex mechanisms.

Aromatic compounds are thought to be broken down in two main stages, as follows:



The first, fast stage, which is relatively easy, will presumably occur even at very low ozone doses such as are used in disinfection.

This will not always apply to the second stage, for which much higher ozone doses are needed, as aliphatic compounds are much more resistant to  $O_3$ .

The reaction products with phenol are formic, muconic and glyoxylic acids, maleic aldehyde and, temporarily, catechol and hydroquinone.

Ozone does not produce halogens.

However, insufficiently long ozonation may increase the quantity of halomethane "precursors" present in the water; for instance, ozonation of phenol produces intermediate compounds, such as catechol, recognized to be halomethane "precursors".

Finally, ozone may modify the structure of some organic substances and thus facilitate their biodegradation—hence its value prior to biological activated carbon filtration.

#### 4.3.3 Chlorine dioxide and organic compounds

Chlorine dioxide is also a good oxidant. It was at first used in water treatment because it does not form strong-tasting compounds with phenols.

It does not form halogens.

Its byproducts have certainly been studied less than those of chlorine and ozone. Chlorine dioxide is known to oxidize reducing agents, forming chlorites ( $ClO_2^-$ ), which may sometimes undergo dismutation to chlorate. Chlorites may cause methaemoglobinaemia.

However, recent research seems to conclude that chlorine toxicity appears only at levels very much higher than those due to the action of the dioxide at the usual doses.

#### 4.3.4 Organoleptic effects

Consumers' principal objection to chlorine is a specific taste, but particularly the development of very bad tastes due to the possible formation of chlorine compounds. While the specific taste is felt to afford a sense of security in some countries (e.g., the USA), everyone dislikes the bad taste of the compounds.

Chlorine dioxide also has a characteristic taste, which is an obstacle to any increase in the doses used.

Both chlorine and its dioxide may have a greater or lesser positive effect on the colour of the water.

Ozone is universally accepted as being markedly superior to the other two reagents in terms of improvement of taste, residual odours, colour and the general appearance of the treated water. This is an important criterion for choice at least in countries where the consumer demands a high standard of organoleptic properties from the water supply.

## 5. Operating conditions and costs

Chlorine is certainly the product most commonly used in the water supply industry. It can be used in

liquefied gas form, but because of its toxicity, draconian safety requirements are needed at large-scale storage facilities.

To obviate these measures, it could also be used in the form of hypochlorites (liquid or solid), but these are more expensive than chlorine gas. Chlorine gas is easy to inject by chlorinators and hypochlorites by proportioning pumps.

Ozone, or rather ozonated air, must be produced *in situ* by passing a flow of air between two electrodes at a potential difference of 15,000–20,000 V. The ozonators and associated drying equipment and air preparation facilities have a high capital cost.

The operating costs thereafter are confined to maintenance and electricity (about 25 kWh per kg  $O_3$  produced). The ozonated air is put into contact with the water by porous diffusers, injectors or turbines. The relevant facilities must be carefully designed if high dissolving efficiency is required. Since efficiency never reaches 100%, the excess ozone must be destroyed or recycled.

Chlorine dioxide is also prepared *in situ* by the action of sodium chlorite and chlorine gas or of sodium chlorite and hydrochloric acid. In the former case, the same storage problems arise as with chlorine, but an emergency chlorine gas supply is available if the dioxide plant breaks down. The dioxide "generators" must be precision-controlled at very near stoichiometric conditions if they are to yield sufficiently pure dioxide with the properties mentioned above and not a much less valuable mixture of dioxide, chlorite and excess chlorine. Since these three substances may be present, the resulting product must undergo critical testing involving more complex measurements than for chlorine and ozone.

Fig. 6 sets out the costs (capital and operating) of disinfection treatment as notified by a French operator. The prices are expressed in French centimes (French francs  $\times 10^{-2}$ ) per  $m^3$ . The relative dispersion of the results is due to the different production capacities (range 3,000 to 300,000  $m^3/day$ ) and treatment rates (0.5–2 mg/l) used.

Fig. 6. Average costs of chlorine, ozone and chlorine dioxide treatments. (Page 5)

Table 2 presents data from another French operator, this time in accordance with the treatment rate and at constant production capacity.

Table 2. Costs of chlorine, ozone and chlorine dioxide treatments vs treatment rate. (Page 5)

Chlorine gas and sodium hypochlorite remain the cheapest disinfectants.

In fact, as will be emphasized in the conclusion, these absolute cost comparisons are not very meaningful, as the three products, although all good disinfectants, do not have the same positive effects and possible disadvantages within a given treatment system.

Hence the water treatment engineer must draw up an economic balance sheet in each specific case based on the overall water quality required.

## 6. Conclusions

Water is treated by a succession of unit processes which must be assembled as a "treatment line" to form a complete correction system for the defects of the raw water and achieve a given quality objective.

Examination of the efficacy of one link in the chain in isolation, or correction of a single initial defect, may lead to absurdities.

The disinfectant reagents are also treatment



reagents, which may cause beneficial or harmful effects. Hence the entire treatment system must always be considered as a whole; the location and doses of the disinfection reagents must be determined; and a comparative study must be made for the three products in question (chlorine, ozone and chlorine dioxide) in terms of the balance of advantages and disadvantages as regards disinfection and also all other parameters, including, of course, the economic aspects.

However, some general ideas on the use of disinfectant reagents emerge.

In simple cases, for waters which do not contain "precursors" of chlorine compounds which are undesirable organoleptically or for health reasons, chlorine remains the disinfectant of choice.

With waters badly polluted with organic matter (in particular, humic acids and synthetic compounds), chlorine must not be used in the treatment system and the effects of biological nitrification must be relied upon if there is a risk of ammonia pollution. Again, the organic matter content must be minimized before final disinfection. For this purpose, intermediate oxidation will often be necessary, with chlorine dioxide and/or ozone; ozonation is very effective if followed by pure or biological adsorption.

If the water has been very thoroughly treated, chlorine can be used for final disinfection. If there is residual organic pollution liable to give rise to unwanted

chlorine derivatives, chlorine dioxide should be used for final disinfection.

Temporary shortages of resources may preclude the immediate introduction of treatments giving the optimum required quality, so that priorities have to be set. Since the priority objective is disinfection, this can at first be carried out with chlorine, which is easy and cheap to use, but the organoleptic disadvantages and possible long-term health hazard must be accepted for the time being.

Such a decision, taken in full awareness of the facts in certain individual cases, must be regarded as a temporary compromise. If the disadvantages arise or are exacerbated during operation, the water supply engineer must eventually overcome them by modifying the treatment and perhaps abandoning chlorine in favour of the other products. This is why it is useful to design flexible treatment systems capable of subsequent conversion.

In any case, given complex pollution (as Fig. 7 clearly shows), chlorine, ozone and chlorine dioxide can no longer be presented as competing products but are increasingly appearing as complementary.

The water supply engineer's problem is then to make the best use of them in combination, so as to optimize both their action and their operating costs.

Fig. 7. Diagrams summarizing the effects of chlorine, ozone and chlorine dioxide. (Page 7)

# Combinaisons de procédés de traitement

par F. Fiessinger Société Lyonnaise des Eaux et de l'Eclairage, Paris, France

et P. Schulhof Compagnie Générale des Eaux, Paris, France

## Introduction

Le traitement des eaux destinées à l'alimentation, qui n'avait que très lentement évolué au cours de la précédente décennie, connaît actuellement un profond bouleversement. Avec l'apparition de nouvelles normes de potabilité – elles-mêmes engendrées par le développement des moyens d'analyse et des connaissances sanitaires – les objectifs de ce traitement deviennent à la fois plus nombreux et plus difficiles à satisfaire. De nombreuses usines déjà en fonctionnement doivent être remaniées, et celles actuellement en projet auront des configurations quelque peu différentes de celles que l'on connaît.

Cette mutation comportera peut-être un jour la vulgarisation de techniques encore peu répandues (osmose, dialyse, résines, etc. . .) – mais elle a surtout lieu par l'amélioration de l'efficacité des procédés de traitement traditionnels et de la combinaison de ces procédés entre eux.

Le renforcement des contraintes économiques qui a lieu parallèlement incite le traiteur d'eau à étudier ces combinaisons en termes d'optimisation. Une optimisation impose une définition précise et si possible une modélisation mathématique, du fonctionnement des différents traitements. C'est donc une sorte d'aboutissement dans la connaissance des phénomènes, que ce soit celles de l'ingénieur concepteur, de l'exploitant ou de l'hygiéniste, vers lequel tendent les spécialistes du traitement des eaux.

La combinaison des procédés de traitement et son optimisation représentent ainsi une approche globale – "systémique" – particulièrement complexe du traitement des eaux. On peut cependant dès à présent tirer quelques lignes directrices pour cette optimisation: c'est ce que nous allons faire dans les pages qui suivent.

## 2 Définitions

### 2.1 Terminologie

Avant d'aller plus loin, il apparaît donc indispensable de choisir une terminologie claire et cohérente<sup>34,36</sup>.

*Le traitement:* c'est l'ensemble des opérations que l'on fait subir à l'eau pour conformer sa composition à des objectifs – critères de qualité – définis préalablement. Chaque opération est caractérisée par l'intervention, extérieure à l'eau traitée, d'un "opérateur". On parle d'*opération unitaire*. Les opérations unitaires déclenchent des *processus* qui se déroulent dans l'eau. A une opération unitaire sont liés un ou plusieurs *processus élémentaires*. Les processus élémentaires se déroulent à la suite les uns des autres ou simultanément et ils se distinguent entre eux par la nature, physique chimique ou biologique, du phénomène qui est à leur base.

Une ou plusieurs opérations unitaires et les processus qu'elles mettent en oeuvre sont regroupés sous le vocable de *procédé de traitement* ou encore *procédé unitaire*. On

	PROCEDES DE TRAITEMENT (= traitement élémentaire) (= traitement unitaire)	OPERATIONS UNITAIRES	PROCESSUS ELEMENTAIRE
COMBINAISON DE PROCEDES (= filtre, ou chaîne, ou schéma de traitement)	<u>1er Procédé</u> Exemple : COAGULATION	<u>1ère Opération</u> PREPARATION DU REACTIF	{ Dilution Ionisation Polymérisation
		<u>2ème Opération</u> INJECTION ET MELANGE RAPIDE	{ Dispersion Diffusion Compression de la double couche électrique Ennoiement dans un précipité
	<u>2ème Procédé</u> Exemple : FLOCCULATION	<u>Opération</u> MOUVEMENT DONNE A L'EAU	{ Agrégation mutuelle Mouvement différentiel des particules
	etc.....		
	<u>nème Procédé</u>		

Tableau 1. Terminologie associée au traitement de l'eau.

parle souvent également de *traitement élémentaire*.

L'appellation donnée à chacun de ces procédés de traitement est généralement le nom du processus qui joue le principal rôle (ex. adsorption, décantation, etc. . .) Mais pour caractériser réellement un procédé de traitement, il faut en définir avec soin les opérateurs. Ainsi par exemple pour un procédé d'adsorption sur charbon actif granulé (CAG), il faut définir les caractéristiques du charbon, le temps de contact, la vitesse de filtration, etc. . . De la même façon tous les processus doivent être connus – ce n'est pas toujours le cas – Si l'on veut aboutir à une bonne modélisation.

Les opérations sont réalisées grâce à des "ouvrages" plus ou moins complexes (ex. mélangeur rapide pour le traitement de coagulation, décanteur pour le traitement de décantation, . . .). On peut dans certains de ces ouvrages réaliser plusieurs traitements à la fois (ex. oxydation et décantation). On parle alors d'ouvrage de traitements simultanés ou multiples. La combinaison, sous forme simultanée ou successive, des procédés utilisés pour constituer le traitement d'une eau est appelé *filière de traitement*. On parle également de "*chaîne*" ou de "*schéma*" du traitement. Le Tableau 1 résume cette terminologie et l'illustre avec le cas des traitements élémentaires de coagulation et de floculation.

## 2.2 Relations paramètres du qualité – procédés de traitement

L'évaluation des performances des principaux procédés de traitement peut se résumer dans un tableau à double entrée avec verticalement les traitements et horizontalement les paramètres de qualité. Les intersections entre lignes et colonnes donnent une indication de l'efficacité. Cette efficacité peut s'exprimer pour une eau donnée en pourcentage de réduction (notation fréquente mais très discutable) ou en teneur maximale admissible pour respecter une valeur donnée ou encore concentrations minimale qu'il est possible d'obtenir. Plus généralement, on peut en donner l'importance relative comme ci-dessous dans le Tableau 2. Comme nous le verrons plus loin (§ 2.4), ce tableau est très théorique car un ouvrage intègre souvent plusieurs procédés de traitement qui doivent en fait être considérés dans le contexte que constitue leur combinaison dans la filière de traitement toute entière.

Evidemment, une telle analyse a des limites car certains procédés unitaires se chevauchent: le CAG peut permettre de réaliser une filtration de l'eau; l'ozone a un certain effet coagulant, etc. Par ailleurs, "influence" ou "action" ne signifie pas "extraction"; ainsi la coagulation-floculation n'extrait rien, mais *facilite* l'extraction ultérieure par décantation, filtration. L'ozone facilite par exemple une filtration biologique ultérieure.

En fait, cette analyse a surtout pour but de définir *deux manières* d'aborder le problème de la combinaison des traitements; l'entrée dans le Tableau par une face plutôt que par l'autre définit en effet deux approches distinctes qui pourront conduire à des conclusions – surtout au niveau de l'optimisation – sensiblement différentes:

– La première approche part des *paramètres*, et définit les procédés de traitement qu'il faut mettre en oeuvre pour obtenir une eau de qualité voulue. C'est la plus fréquente, c'est elle que l'on a quand on conçoit une installation nouvelle, c'est la plus ouverte et celle qui laisse le plus de place à l'optimisation des combinaisons de traitement élémentaires; c'est une approche de concepteur.

– La seconde approche part des *ouvrages* et envisage l'usage qu'on peut en faire pour modifier les différents paramètres de l'eau. Cette approche est plutôt celle que l'on a quand on cherche à transformer une usine existante. Elle permet d'optimiser l'utilisation des ouvrages. C'est plutôt une approche d'exploitant à laquelle le concepteur doit laisser place (flexibilité suffisante des ouvrages) pour préparer l'avenir.

Les deux approches finissent donc par se rejoindre.

## 2.3 Familles de paramètres et étapes de traitement

Les composants de l'eau à traiter – tels ceux qui apparaissent sur le Tableau 2 sont souvent regroupés par familles ayant un comportement relativement homogène vis-à-vis du traitement qu'il faut utiliser pour les éliminer.

On distingue ainsi:

- *Les matières en suspension* qui se traduisent essentiellement par la turbidité mais regroupent également des hydroxydes métalliques, des débris organiques, des organismes vivants, etc. . . Le traitement qui permet leur élimination est généralement appelé *clarification*. Il fait appel à des procédés unitaires de destabilisation, de croissance et de séparation, comme la coagulation, la floculation, la décantation, la filtration. La clarification est une *étape de traitement* qui regroupe donc des procédés bien typés qu'il est relativement facile de séparer du reste de la filière de traitement. Mais il convient de noter que l'action de ces procédés n'est pas limitée aux matières en suspension.
- *La composition minérale* qui se traduit par la teneur en sels dissous. On parle soit de façon générale de générale de traitements de déminéralisation, soit de façon plus précise de décarbonatation, défluoration, déferrisation, nitrification, dénitrification, etc. . . Les procédés sont dans ce cas très spécifiques de la nature de la substance à éliminer.
- *Les matières organiques*, appréciées par quelques paramètres globaux (DCO, COT, SEC. . .) ou par une multitude de paramètres plus ou moins spécifiques. Les traitements d'enlèvement des matières organiques regroupent généralement des procédés de séparation physique avec des procédés d'oxydation. Ces traitements sont peu spécifiques des substances à éliminer. Plus exactement, ils conduisent à définir de nouveaux paramètres de classement des matières organiques selon leur comportement vis-à-vis de ces procédés: biodégradables ou réfractaires, polaires ou non polaires, grosses molécules ou petites molécules etc. . .
- *Les Micro-organismes* qui regroupent les bactéries essentiellement mais aussi les virus, les animaux inférieurs et les algues. Les méthodes de traitement utilisés sont généralement constitués par un ou plusieurs procédés d'oxydation regroupés sous le terme de désinfection, combinée quand il s'agit des algues avec un procédé de séparation. De nombreux auteurs incluent d'ailleurs dans la désinfection les procédés de séparation, précédés ou non par une croissance.

Dans le traitement d'une eau où l'on a à agir à la fois sur plusieurs de ces familles de substances, la constitution des filières de traitement devient relativement complexe. Dans la pratique on élimine ces substances par étapes successives placées dans un ordre logique: ainsi par exemple clarification puis désinfection. La notion d'étapes de traitement est séduisante car elle peut simplifier l'approche vers l'optimisation. Elle est malheureusement difficilement applicable à l'enlèvement des matières organiques et de l'ammoniacale qui font le plus souvent appel, comme nous le verrons plus loin, à plusieurs processus dispersés tout au long de la filière de traitement. Il existe alors de nombreuses interactions qui rendent difficile la distinction entre les différentes étapes.

- + Effet positif
- Effet positif faible
- Effet négatif

PRINCIPAUX PARAMETRES DE QUALITE DU PROJET DE NORME DE POTABILITE C.E.E.	PRINCIPAUX PROCÉDES UNITAIRES															
	Storage	Air	Chlore	Ozone	Dioxyde chlore	Microtamisage	Coagulation - Flocculation	Décantation	Flottation	Filtration rapide	Filtration biologique *	Nitrification biologique	Dénitrification	Adsorption - C A P	Adsorption - C A G	Action sur le pli
Couleur	•	•	•	•	•		•				•			•		•
Turbidité	•		•	•	•		•	+	+	+	•			•	•	•
Odeur		•	•	•	•									•	•	•
Saveur			•	•	•									•	•	•
pH		•	•				•									•
Conductivité							•									•
Chlorures			•				•									•
Sulfates							•									•
Calcium							•									•
Magnésium							•									•
Sodium							•									•
Aluminium							•				•					•
Dureté							•			•	•					•
Résidu sec	+						•									•
Oxygène dissous	•	+		•												•
CO <sub>2</sub> libre	•															•
Nitrates	•												•			•
Nitrites		•		•	•											•
Ammoniaque	•	•	•		•						•	•	•			•
N Kjeldhal	•	•						•			•					•
DCO KMnO <sub>4</sub>	•							•			•				•	•
TDC	•							•			•				•	•
H <sub>2</sub> S		•	•	•	•						•				•	•
SEC	•							•			•				•	•
Hydrocarbures dissous et émulsionnés								•							•	•
Phénols								•							•	•
Surfactants		•		•	•										•	•
Composés organochlorés		•		•	•										•	•
Fer		•	•	•	•										•	•
Manganèse			•	•	•										•	•
Cuivre								•							•	•
Zinc								•							•	•
Phosphore	•							•			•				•	•
Fluor								•				•			•	•
Matières en suspension	•		•	•	•	•		•	•	•	•				•	•
Argent								•							•	•
Arsenic								•							•	•
Cadmium								•							•	•
Cyanures				•	•	•									•	•
Chrome total				•	•	•									•	•
Mercure								•							•	•
Nickel								•							•	•
Plomb								•							•	•
Pesticides								•							•	•
Hydrocarbures polycycliques aromatiques								•							•	•
Coliformes totaux	•		•	•	•			•						•	•	•
Coliformes fécaux	•		•	•	•			•						•	•	•
Dénombrement totaux	•		•	•	•			•						•	•	•
Clostridium	•		•	•	•			•						•	•	•

\* (lente ou rapide)

Tableau 2. Influence des principaux procédés de traitement sur les paramètres de qualité de l'eau.

## 2.4 Interactions

Un paramètre est généralement affecté par plusieurs procédés de traitement. Réciproquement un procédé de traitement unitaire agit souvent sur plusieurs paramètres à la fois. Par ailleurs certains procédés n'ont qu'une efficacité faible – voire nulle – s'ils sont utilisés seuls.

Une des données fondamentales pour l'évaluation de l'efficacité d'un procédé de traitement est la *concentration* en polluants. Ces concentrations et donc les efficacités des traitements sont interdépendantes. En d'autres termes, le comportement du paramètre "j" influence le comportement du paramètre "i" et l'efficacité du procédé de traitement "n" est liée à celle du procédé "m".

Une autre donnée fondamentale est la *forme* sous laquelle se présente le polluant (forme ionique ou complexée pour un métal par exemple).

Un procédé de traitement peut en effet être efficace vis à vis du paramètre "i" en l'absence du paramètre "j" mais être inefficace si "i" et "j" sont simultanément présents.

La connaissance, ne serait-ce que qualitative, de ces interactions est indispensable à la constitution d'une filière de traitement optimale. Des références d'études de telles interactions sont données dans la bibliographie.

Notions ici que l'existence de ces interactions, souvent synergétiques, est une raison supplémentaire pour n'évaluer l'efficacité d'un traitement que par l'étude de la filière toute entière.

L'approche procédé par procédé ("shopping list") peut conduire à des erreurs grossières surtout quand on s'intéresse à des eaux complexes. Le Tableau 2 et l'étude des interactions ne sont que des aides à la constitution d'une filière et il ne permet pas dans l'état actuel de nos connaissances d'appréhender l'efficacité d'une telle filière.

## 2.5 Modélisation

L'objectif final vers lequel tendent tous les spécialistes penchés sur la combinaison des procédés de traitement est de pouvoir définir à partir des paramètres de qualité d'une eau donnée (niveau de départ et objectifs), et en fonction de critères de choix particuliers, la configuration optimale d'une filière de traitement.

Cela implique une connaissance et une quantification de toutes les interactions qui existent dans le système que nous sommes encore loin de pouvoir établir. Pour inventorier les interactions possibles il serait sans doute utile d'utiliser les techniques de l'analyse de système. Un grand nombre de données précises et fiables sur l'efficacité des différents maillons des filières de traitement actuellement en service sont déjà disponibles. Leur traitement systémique permettrait certainement de progresser dans la voie de la modélisation.

En l'état actuel de nos connaissances, sauf peut-être pour quelques procédés particuliers (échange d'ions, adsorption. . .) la modélisation mathématique du système qualité-traitement semble encore impossible. Quant à la quantification de toutes les interactions qui existent dans le système nous sommes encore loin de pouvoir l'établir.

La meilleure approche qu'il nous est aujourd'hui possible d'avoir est essentiellement expérimentale et qualitative.

## 2.6 Optimisation

C'est par l'observation du fonctionnement de filières industrielles existantes – bien plus d'ailleurs que par des essais en laboratoire ou en pilotes – que nous pouvons

jeter les premières bases de l'optimisation de la combinaison des procédés de traitement<sup>2</sup>. Aussi nous en verrons au paragraphe 3 quelques exemples.

Cette optimisation a, nous l'avons dit précédemment, un objectif économique. Elle consiste à minimiser un coût en fonction de critères de jugements – ou contraintes – préétablis. Les critères qu'il est ainsi possible d'utiliser sont nombreux. Outre les critères liés à l'efficacité du traitement on peut citer, la facilité et la fiabilité d'exploitation, l'aspect esthétique, la modularité, la compacité, la flexibilité (vis à vis du débit et de la qualité de l'eau brute), l'intégration d'ouvrages existants, etc. . .

Notre approche de l'optimisation se fera au paragraphe 4 pour les quelques familles de paramètres les plus importantes, au travers d'évaluation simple et multicritères des principaux procédés de traitement. Faire ensuite la synthèse au niveau de la filière toute entière – car une fois encore c'est là que notre réflexion doit se situer – n'est pas chose facile, et ce n'est qu'au prix de diverses simplifications que nous pourrions tirer quelques conclusions.

## 3 Exemples de filières industrielles de traitement

Il n'existe pas, avons-nous vu, de solution toute faite et c'est surtout par l'expérience de filières industrielles existantes que nous pouvons tirer quelques règles générales. Aussi, il convient de citer quelques exemples d'usines de traitement modernes. Elles ont déjà fait l'objet de présentation dans la littérature spécialisée. Notre description est donc limitée à la Figure 1 et au Tableau 3. Ce qui importe ici, c'est de faire ressortir les grands traits de filières de traitements adaptées au traitement d'eaux de qualité relativement médiocres. Cette mauvaise qualité de la ressource oblige à mettre en oeuvre des filières complexes particulièrement riches en enseignements. C'est la combinaison de procédés classiques, mise en oeuvre dans des ouvrages originaux qui apporte au traitement les performances constatées.

L'analyse de l'optimisation portera donc essentiellement sur la combinaison de ces différents procédés entre eux.

## 4 Tentative d'optimisation

Nous allons nous attacher à tirer de ces exemples quelques principes généraux sur l'enlèvement de trois grands types de substances qui se situent actuellement au coeur des préoccupations du traiteur d'eau. Il s'agit des matières en suspension, des matières organiques et de l'ammoniaque. Les deux derniers types font l'objet de conférences particulières dans ce même congrès. Pour éviter trop de redites, nous situerons notre propos à un niveau très général.

### 4.1 Enlèvement des Matières en suspension

#### Définitions

Les matières en suspension (MES) sont surtout caractérisées par leur taille, leur nature et leur concentrations, vis-à-vis du traitement, essentiellement. C'est elles qui permettent de choisir les procédés de traitement à mettre en oeuvre. Les procédés d'enlèvement des MES font toujours appel à un procédé de séparation liquide-solide. Si la taille des particules est trop faible

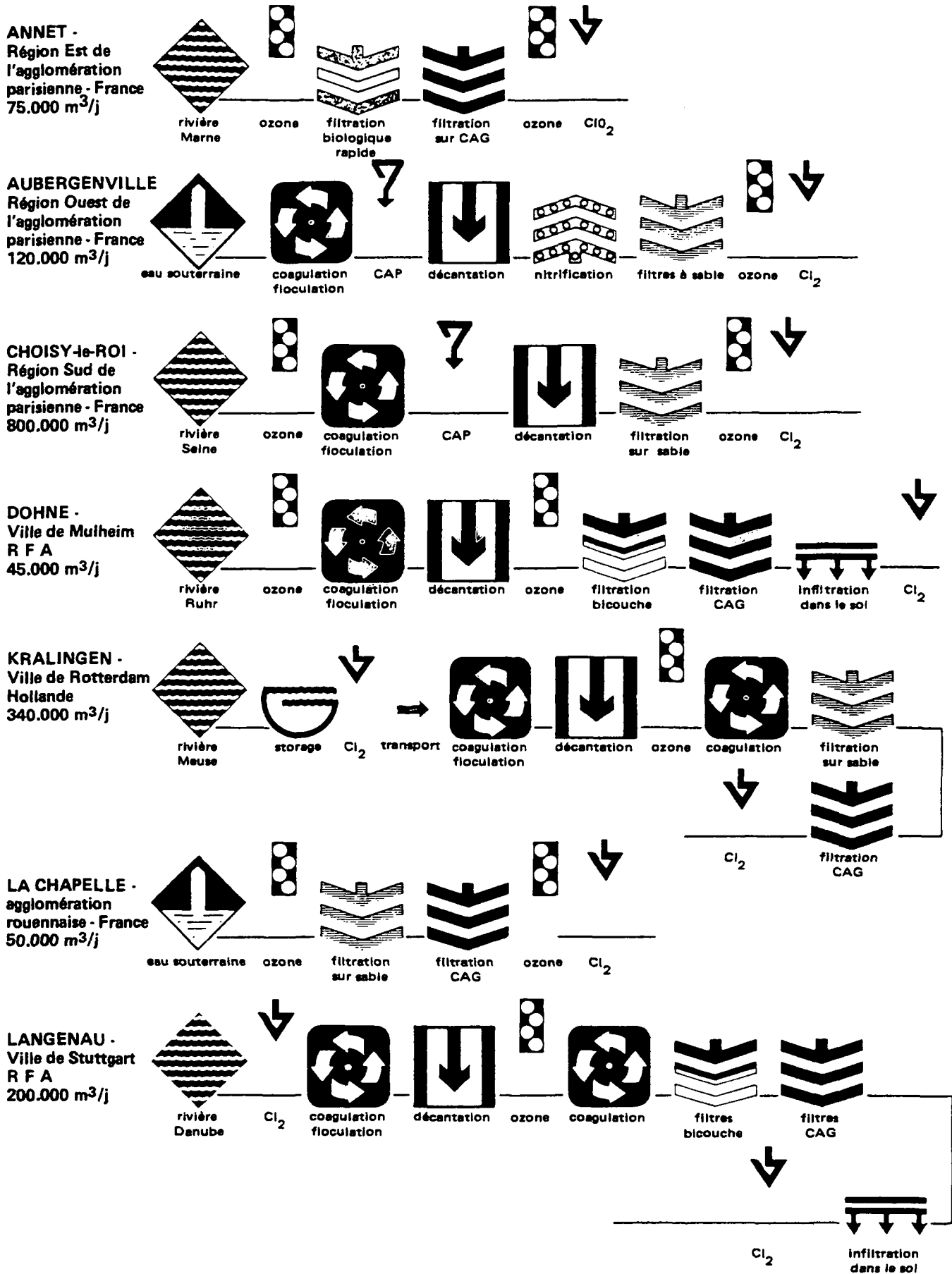


Fig. 1. Schema de principe des exemples de filières industrielles de traitement

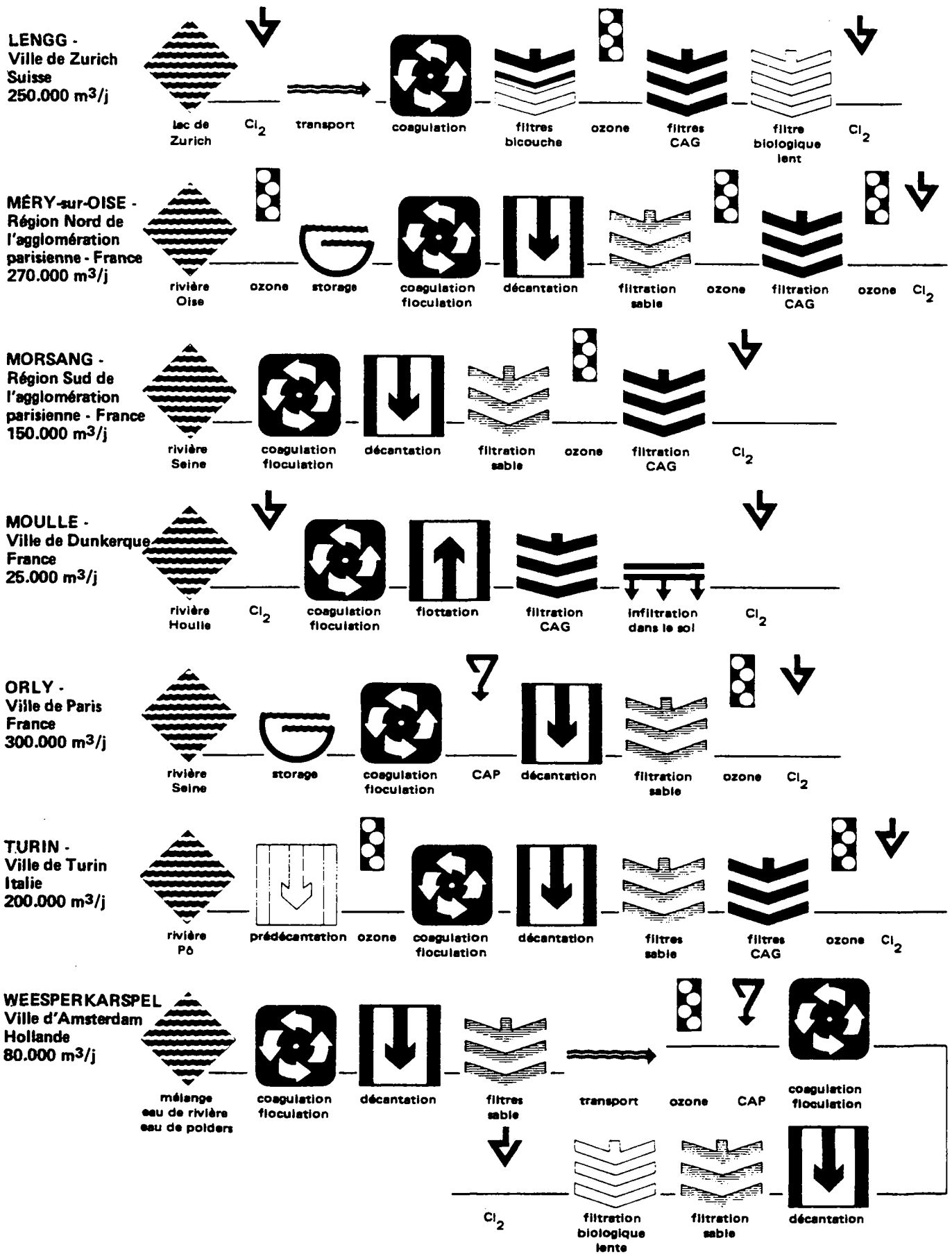


Fig. 1. (suite).

vis-à-vis de procédé utilisé (particules colloïdales ou dissoutes), on fait précéder le traitement de séparation par un traitement de précipitation et de croissance. (coagulation - flocculation).

### Procédés de traitement

Les procédés de séparation diffèrent entre eux par les opérations et les processus utilisés. Tous les procédés de séparation sont pratiquement rencontrés dans les filières analysées plus haut. Le Tableau 4 fournit une évaluation multicritère de ces procédés dans le cas où l'on fait précéder la séparation d'une coagulation. Le tableau 4 est donc loin d'être exhaustif, il donne une méthode d'analyse, et non un jugement absolu. L'efficacité des différents procédés peut en effet varier selon la taille et le type des ouvrages.

Il faut noter l'importance croissante de la contrainte d'évacuation des boues produites. Le traitement des boues d'eau potable devient une partie intégrante du traitement de l'eau et l'optimisation d'une filière doit nécessairement en tenir compte. Vu sous cet angle les ouvrages de séparation qui fournissent moins de boue, ou une boue plus concentrée peuvent souvent paraître

plus avantageux.

Le critère élimination des matières organiques oblige dans beaucoup de cas d'eaux chargées, si on désire optimiser vis-à-vis de ce paramètre, à utiliser des doses de réactifs coagulants élevées. Les procédés à faible capacité de rétention comme la coagulation sur filtre - seront dans ces cas handicapés.

Notons également l'intérêt de la flottation pour les eaux chargées en matières en suspension peu décantables (algues . . .) et pour les eaux froides<sup>13</sup>.

Pour la coagulation le choix du coagulant et ses conditions d'utilisation<sup>8</sup>, comme par exemple le taux et le pH, sont déterminants.

### Combinaison de procédés

On a rencontré dans les exemples cités les filières suivantes:

- la coagulation - flocculation - séparation (par filtre, décanteur ou flottateur)
- cette même filière précédée par une infiltration dans le sol ou par un bassin de storage
- le séparation directe par filtre biologique rapide
- la microflocculation suivie d'une filtration

Usines	Caractéristiques de l'eau à traiter	Contraintes Particulières	Caractéristiques de la Combinaison de procédés	Réf. Biblio-Graphique
ANNET	Eau de rivière d'assez bonne qualité . Pollution d'origine urbaine et agricole	Modularité - Compacité Limitation des boues à évacuer	Ozonation étagée - Filtration sur CAG - Séparation des MES par processus biologique	28
AUBERGENVILLE	Eau souterraine - NH <sub>4</sub> - Mn Bactéries filamenteuses Turbidité - Goût	_____	Procédés de nitrification Charbon actif en poudre Ozonation	22, 26
CHOISY LE ROI	Eau de rivière de médiocre qualité - Pollution d'origine industrielle	Modification d'une usine existante	Ozonation étagée Utilisation de processus de nitrification	27
DÖHNE	Eau de rivière de médiocre qualité. NH <sub>4</sub> - MO	_____	Ozonation étagée-Filtration sur CAG-Utilisation de processus de nitrification- Infiltration dans le sol	30
KRALINGEN	Eau de rivière de mauvaise qualité - NH <sub>4</sub> - MO - Goûts	Transport d'eau brute sur une longue distance Aspect esthétique	Storage et transport de l'eau brute - Double coagulation - Ozonation Filtration sur CAG	15
LA CHAPELLE	Eau profonde NH <sub>4</sub> - Mn Micropollution organique	_____	Ozonation étagée - Utilisation de processus de nitrification Filtration sur CAG	5
LANGENAU	Nappe alluvionnaire d'une rivière - Phosphore-Azote Colloïdes	_____	Double coagulation - Filtration sur CAG - Infiltration dans le sol	31
LENG	Eau de lac - Pollutions organiques accidentelles	Développement de moules	Ozonation - Filtration sur CAG - Filtration lente	25
MERY SUR OISE	Eau de rivière de médiocre qualité. NH <sub>4</sub> - Micropollutions organiques d'origine industrielle	Modification d'une usine existante	Storage de l'eau brute Ozonation étagée Filtration sur CAG Utilisation de processus de nitrification	27
MORSANG	Eau de rivière d'assez bonne qualité - Micropollution organique	Modularité Aspect esthétique	Ozonation - Filtration sur CAG - Utilisation du processus de nitrification	7, 9, 22
MOULLE	Eau de surface de médiocre qualité - Micropollution organique - Algues	Fonctionnement saisonnier	Oxydation de NH <sub>4</sub> par le chlore - Flottation - Filtration sur CAG Réalimentation de nappe	13
ORLY	Eau de rivière de médiocre qualité - Pollution d'origine industrielle	_____	Storage de l'eau brute Utilisation de processus de nitrification Ozonation	17
TURIN	Eau de rivière de médiocre qualité - Turbidité importante pendant les crues	_____	Microflocculation par l'ozone - Filtration sur CAG	16
WEE RSPERKARPEL	Mélange eau de rivière - eau de polders	Transport d'eau sur une longue distance	Clarification avant transport - Microflocculation par l'ozone - Filtration biologique lente	

Tableau 3. Exemples de filières industrielles de traitement: principales caractéristiques



PROCESSUS DE SEPARATION	OUVRAGE UTILISE	Exemples de Critères d'Appréciation												
		Traitement des eaux chargées en matières en suspension (eaux turbides)	Traitement des eaux riches en matières organiques (eaux colorées)	Traitement des eaux chargées en algues	Traitement en décarbonation à la chaux	Concentration des boues produites	Temps de contact	Capacité à supporter les variations de débit	Capacité à supporter les variations de qualité de l'eau brute	Facilité d'extraction des boues	Facilité de nettoyage	Compacité	Coût d'investissement	Coût d'exploitation
Décantation statique *	Décanteur statique à flux horizontal	++	+	+	+	+	++	++	+	•	+	•	++	+
	Décanteur statique lamellaire	++	+	+	+	++	++	++	+	•	•	+	+	+
Décantation avec contact de boues	Décanteur à recirculation de boues	++	++	+	+	+	+	+	+	+	+	+	+	+
	Décanteur à lit de boues	++	++	+	+	+	+	+	+	+	+	+	+	+
Décantation avec boues lestées	Décanteur à microsable	++	++	+	•	+	+	+	+	+	+	+	+	+
Filtration directe	Filtre rapide monocouche	•	•	+	•	•	+	•	•	++	++	++	+	•
	Filtre rapide bicouche	•	•	+	•	•	+	•	•	++	++	++	+	•
Flottation *	Flottateur à eau pressurisée	+	++	++	•	++	+	+	+	+	+	++	++	++

\* Séparateur nécessairement précédé d'un flocculateur

**Tableau 4. Evaluation multicritère d'un procédé. Exemple: le procédé de séparation après coagulation**

- la double coagulation - floculation - séparation. Sont également très employés:
- la microfloculation - filtration - précédée ou non par un microtamisage
- la séparation directe par filtre biologique lent, précédée ou non par un microtamisage, etc. . .

### Interactions

Il peut exister une interaction négative entre la filtration des MES sur charbon actif granulé et les phénomènes biologiques qui se produisent dans le charbon actif.

Par contre il n'existe pas d'interaction négative entre la clarification et l'élimination biologique de l'ammoniaque si les teneurs en ammoniaque restent faibles.

A l'amont, un prétraitement de stockage ou de filtration sur berges<sup>30</sup> peut également avoir une influence très importante en ménageant une clarification partielle et en fournissant au traitement physico-chimique situé en aval une eau de caractéristiques régulières.

Il existe des interactions très importantes avec les procédés d'oxydation: la chloration et surtout l'ozonation peuvent contribuer efficacement à la clarification et réduire notablement les taux de traitement à utiliser pour obtenir une bonne élimination des matières organiques.<sup>4,12,23,31</sup>

### Modélisation

Il existe de nombreux modèles qui permettent de simuler le fonctionnement des séparateurs - décanteurs ou filtres<sup>36</sup>.

Il existe également des algorithmes<sup>8</sup> qui permettent

de simuler la coagulation - floculation et la relativement bonne connaissance des processus mis en oeuvre par de procédé devrait également permettre sa modélisation.

### Optimisation

La clarification représente de loin, en poids de matière éliminée, l'étape de traitement la plus performante. Un grand nombre de polluants spécifiques - métaux lourds, micropolluant organiques, virus . . . - sont associés aux MES et est enlevé avec elles. On a donc toujours intérêt, quand on en a les moyens, à maximaliser l'efficacité de la clarification en utilisant le réactif coagulant, le taux de traitement et le pH optimaux. Ces paramètres varient selon l'eau à traiter et ne peuvent être choisis qu'après des essais.

## 4.2 Enlèvement de matières techniques

Les matières organiques constituent actuellement la préoccupation majeure de beaucoup de traiters d'eau.

### Définitions

Le terme très général de matières organiques regroupe une multitude de produits dont une infime proportion peut-être identifiée. L'analyse des matières organiques se fait donc presque toujours par des méthodes globales qui regroupent partie ou totalité de ces matières en fonction d'une propriété chimique particulière. Citons le COT, la DCO (KMnO<sub>4</sub>), l'absorption des

rayons U.V. la fluorescence, le CLOT, la DBO, la demande en chlore, le SEC, etc. . .

On peut caractériser les matières organiques, selon le point de vue auquel on se place, par rapport à l'usage que l'on fait de l'eau (on parle alors de matières organiques toxiques ou indésirables au plan des saveurs par exemple), par rapport aux procédés de traitement (on distingue alors les matières organiques solubles, celles qui sont liées aux MES, les matières organiques absorbables sur un charbon actif, les matières organiques biodégradables, les matières organiques réfractaires, les matières organiques qui donnent avec le chlore des produits d'addition et de substitution etc. . .)

Le perfectionnement des méthodes d'analyse des matières organiques de la chromatographie en particulier, a conduit à classer les matières organiques selon leur taille ou poids moléculaire, lui-même lié à la volatilité. La charge ou plutôt la polarité est également un aspect important à cet égard<sup>35</sup>.

### Procédés de traitement

Ce sont les matières organiques solubles qui sont les plus difficiles à traiter, les autres, débris organiques ou matières vivantes, pouvant être éliminés par la clarification. On a donc toujours intérêt quand on traite une eau chargée à tirer le meilleur parti de l'étape de clarification. Comme il a été indiqué plus haut le choix de réactif de coagulation, le taux de traitement, le pH pour certaines eaux, les conditions de préoxydation par le chlore et surtout par l'ozone jouent un grand rôle et ne doivent pas être fixées au hasard. Voyons les principaux procédés de traitement.

#### (a) L'adsorption sur charbon actif

Pour l'enlèvement des matières organiques solubles, le procédé le plus utilisé, on l'a vu dans les exemples cités plus haut, est l'adsorption sur charbon actif.

Le procédé fait appel à des processus intimement associés à une méthode de séparation indépendante de la taille des particules de charbon. Les opérations unitaires définissant un tel procédé ont déjà été abondamment décrits ainsi que les conceptions optimales qui sont bien évidemment différentes selon qu'il s'agit d'ouvrages neufs ou de modification d'ouvrages anciens<sup>9,26,32</sup>.

Le choix portent essentiellement sur le type de matériau (nature, caractéristiques, physiques, . . .) la charge massique (volume d'eau par heure par poids de charbon), le temps de contact, les conditions hydrauliques (vitesse de l'eau, . . .), ainsi évidemment que le point d'insertions du charbon actif dans la filière de traitement. D'un point de vue économique, dès que la qualité de l'eau à traiter est médiocre on a intérêt à recourir au CAG plutôt qu'au CAP – la combinaison des deux pouvant être également une solution intéressante<sup>9</sup> –, et quand les critères exigés de l'eau traitée sont sévères on a intérêt à pratiquer une filtration secondaire sur CAG. Pour l'élimination de certains paramètres – comme les THM ou même le COT – avec les temps de contact d'une dizaine de minutes, généralement utilisés, les régénérations du CAG doivent être fréquentes. De proche en proche, on peut être amené à inclure l'installation de régénération du CAG dans l'optimisation de la filière de traitement.

#### (b) La biodégradation

Quand l'eau contient des substances biodégradables, la voie la plus classique, mais aussi la plus économique pour enlever ces substances est la voie biologique. Les micro-organismes responsables de cette biodégradation ont besoin pour opérer d'être fixés sur un support. Les procédés de traitement qui mettent en oeuvre ces processus sont donc le plus souvent des filtres: filtres à sable,

filtres à CAG, etc. . . Mais on peut également utiliser des réacteurs à lit fluidisé (souvent combinés avec un ouvrage de décantation), ou réaliser cette opération dans des bassins de stockage de l'eau brute.

Le CAG semble constituer un support biologique particulièrement intéressant. La surface des grains de charbon fournit sans doute aux bactéries, surtout quand la vitesse de filtration doit être élevée, de meilleurs points d'ancrage que celle d'un grand de sable. La relation qui peut exister entre l'adsorption et la biodégradation reste encore mal connue – sauf dans le cas évident où le charbon adsorbe des substances toxiques pour les bactéries – Il se peut par exemple qu'une part de ce que l'on attribue actuellement à l'action biologique soit liée à un processus d'adsorption très lente encore mal apprécié<sup>18</sup>.

Aujourd'hui la maîtrise des performances des bactéries, la connaissance des sous-produits (sous-produits de biodégradation ou substances métabolisées), sont encore loin d'être parfaites mais il semble probable qu'elles s'amélioreront rapidement dans l'avenir. C'est un motif pour laisser aux ouvrages que l'on construit une grande possibilité d'adaptation, de "flexibilité".

(c) L'oxydation chimique à l'ozone et au chlore peut avoir une influence considérable sur la transformation des matières organiques mais leur effet direct sur l'élimination des M.O. est limité.

Le couple Ozone + CAG est particulièrement intéressant car l'ozonation, si elle est pratiquée avec de taux et temps de contact bien adaptés à la qualité de l'eau à traiter, stimule la biodégradation<sup>1,6,7,14,17,21,23,31,33</sup>.

La facilité avec laquelle les substances organiques peuvent être oxydées ou biodégradées pose le problème de leur évolution dans le réseau de distribution. L'optimisation de l'élimination des matières organiques doit donc se faire sur un système constitué à la fois de la filière de traitement et du réseau de distribution.

### Combinaisons de procédés

Nous avons cité au paragraphe 3 différentes filières de traitement. Dans pratiquement toutes les étapes de ces diverses filières, une élimination de matières organiques intervient à des degrés divers. On peut donc selon les contraintes et les critères avoir pour éliminer les matières organiques des combinaisons de traitement extrêmement nombreuses. Cependant, contrairement à ce que l'on constate dans le cas d'autres polluants, l'élimination des matières organiques par ces filières n'est jamais totale. Une élimination à 70 ou 80% est déjà considérée comme une performance très satisfaisante quand on s'intéresse à un paramètre global comme le COT. Nous avons résumé de manière extrêmement schématique et théorique dans le Tableau 5 l'efficacité des principaux procédés utilisés dans les filières de traitement qui ont été citées vis à vis des matières organiques. Les paramètres caractérisant les matières organiques utilisés dans ce tableau sont la polarité et la volatilité. En fait bien d'autres paramètres devraient être pris en compte, notamment les radicaux libres (hydroxyls, carboxyls, etc. . .) qui semblent jouer un grand rôle.

### Interactions

Les interactions entre les différents procédés de traitement sont, pour les matières organiques particulièrement fortes et nombreuses. Citons parmi les plus importantes l'interférence entre la coagulation, floculation et l'adsorption quand on utilise du charbon actif en poudre dans l'étape de clarification<sup>8,26</sup>.

Les relations qui lient les phénomènes d'adsorption aux concentrations en micropolluants sont également bien connues, ainsi que les phénomènes de désorption

POIDS MOLECULAIRE CROISSANT					
		VOLATILE	SEMI-VOLATILE	NON VOLATILE	
POLAIRE	POLAIRE	△ Ex. Acétone	△ ▽ Ex. Chlorohydroxybenzophénone	* * ▽ ▽ Ex. Polyélectrolyte	
		SEMI-POLAIRE	△ △ Ex. Ether	□ Ex. Diphényl éther	* ▽ ▽ Ex. Acide humique
			NON POLAIRE	▽ □ □ △ ▽ Ex. Tétrachlorure de Carbone	▽ ▽ □ ▽ ▽ Ex. Anthracene

Bonne efficacité



PROCEDE DE TRAITEMENT	Coagulation + Flocculation	*
	Adsorption sur CAG	▽
	Adsorption sur résine	□
	Aération	△
	Ozonation + Adsorption sur CAG	▽

Faible efficacité



Tableau 5. Efficacité des procédés de traitement en fonction des caractéristiques des matières organiques (Classification des matières organiques d'après trussel, 35).

qui en résultent (effet chromatographique). Le choix de la place du procédé d'adsorption dans la filière de traitement sur une eau plus ou moins chargée ne doit donc pas être laissée au hasard.

Nous avons déjà également cité comme exemple d'interférence, pour le charbon actif la possible interférence négative de l'élimination des MES. Par contre il ne semble pas aux concentrations rencontrées dans le traitement de l'eau, y avoir d'interférence entre l'élimination biologique des matières organiques et celle de l'ammoniaque, contrairement à ce que l'on constate dans le traitement des eaux usées.

Les interactions entre les traitements d'oxydation chimique et les procédés utilisant le charbon actif aussi bien en adsorption qu'en support biologique sont extrêmement fortes. En cassant les grosses molécules, en ouvrant les cycles aromatiques, en formant des composés plus oxygénés, les oxydations chimiques, par l'ozone surtout, modifient le fonctionnement des procédés utilisant le charbon actif, tantôt dans un sens positif, tantôt dans un sens négatif<sup>4,21,31</sup>. Le même phénomène intervient pour le chlore<sup>37</sup>, mais avec ce réactif d'autres phénomènes d'interaction peuvent apparaître également, les produits d'addition ou de substitution du chlore étant généralement moins biodégradables.

L'effet déchlorant bien connu du charbon actif interfère sur les procédés d'oxydation par le chlore qui exigent de longs temps de contact (traitement d'oxydation de l'ammoniaque par exemple).

Enfin les procédés d'aération ou d'ozonation interfèrent, par l'oxygénation qu'ils apportent à l'eau, avec les procédés qui utilisent des bactéries aérobies.

Pour les procédés qui ont été évoqués ci-dessus, oxydation, charbon actif en poudre, charbon actif en grains, le Tableau 6 résume les principales interférences en fonction des positions possibles des opérations telles

qu'elles sont nomencaturées sur la figure 2<sup>5,10,11,22</sup>.

D'une manière plus générale, le bilan coût-avantage peut donc amener à répartir certains traitements (coagulation, ozonation etc. . .) à plusieurs endroits de la filière (cf. figure 1).

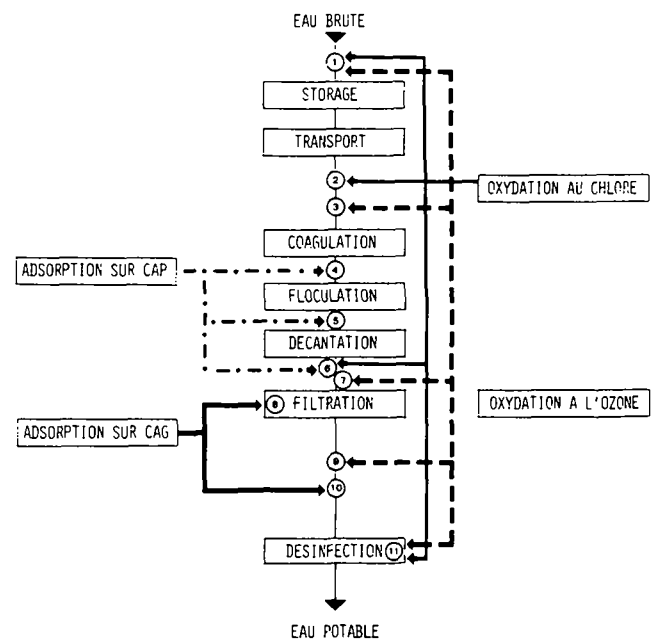


Fig. 2. Possibilités d'insertion du charbon actif du chlore et de l'ozone dans une filière de traitement d'eau de surface.

## Modélisation et Optimisation

Il n'existe pas encore de modèle d'enlèvement des matières organiques par l'ensemble d'une filière. L'optimisation, qui est là particulièrement intéressante, est encore très difficile. Il existe par contre déjà des modèles pour les procédés particuliers d'adsorption<sup>19</sup>, d'oxydation ou de biodégradation. Il existe même maintenant des modèles pour la combinaison adsorption-biodégradation fréquente dans le CAG. Ces modèles montrent la voie pour une approche plus générale.

## 4.3 Enlèvement de l'ammoniaque

### Procédés de traitement

Deux grands types de procédés sont utilisés à l'échelle industrielle.

#### (a) L'oxydation chimique par le chlore

C'est un procédé simple qui nécessite uniquement

PROCEDE DE TRAITEMENT	POSITION DANS LA FILIERE	AVANTAGE	INCONVENIENT
CAP	4	-Ennoiment dans le Floc et meilleure séparation -Limite le temps de contact du chlore et la formation de THM	-Temps de contact pour adsorption faible -Limite le temps de contact du chlore et favorise les salissures des ouvrages
	5	-Meilleures conditions d'adsorption -Concentration en Matières organiques plus forte	-Moins bonne décantation
	6	-Meilleures conditions d'adsorption -Temps de contact plus long	-Passage au travers du filtre
CAG	8	-Coût d'investissement limité -Remplacement du sable dans les filtres existants	-Lavane fréquent nuisible aux caractéristiques physiques du CAG -Granulométrie élevée du CAG (perte de charges) nuisant à la cinétique d'adsorption -Plus forte charge en M.O. -MES gênant l'action bactérienne -Fréquence de réactivation donc coût d'exploitation plus élevé
	10	-Possibilité d'utiliser du charbon de faible granulométrie ayant de meilleures performances d'adsorption -Fréquence de réactivation plus faible -Moindre coût d'exploitation -Facilité pour pratiquer un traitement de préozonation -Possibilité de l'exploiter en support biologique	-Coût d'investissement (contacteurs) plus élevé
CHLORATION	1	-Temps de contact le plus long -Maintien des ouvrages propres	-Formation de sous produits chlorés -Mauvaise utilisation du stockage -Doses élevées
	2	-Moindre formation de sous produits chlorés -Facilite la clarification -Oxyde d'ammoniaque	-Gène la nitrification biologique
	6	-Faible formation de sous-produits chlorés	-Ouvrages en amont non protégés des salissures -Action faible sur la clarification
	11	-Peu ou pas de sous produits -Effet bactériostatique dans le réseau	-Action essentiellement désinfectante pas de protection contre les salissures des ouvrages
OZONATION	1	-Amélioration de l'effet de stockage	
	3	-Microfloculation améliorant l'élimination des M.O. et de la turbidité	-Doses d'ozone faibles donc pas d'effet biocide -Peu d'augmentation de la biodégradabilité
	7	-Améliore l'élimination des M.O. par polymérisation - filtration	-Doses faibles sans effet biocide
	9	-Possibilité d'améliorer la biodégradabilité des M.O. et donc leur élimination sur le CAG -Doses fortes à effet virulicide possible dans certains cas	-Gène de l'adsorption sur certains charbons
	11	-Doses fortes virulicides et efficaces vis à vis des saveurs	-Possibilité de proliférations dans le réseau s'il n'y a pas de bactériostatique

**Tableau 6. Evaluation des principaux avantages et inconvénients des différentes positions dans une filière de traitement d'eau de surface du charbon actif, du chlore et de l'oxone.**

une dose de chlore et un temps de contact convenables. Par une série de réactions complexes, l'azote ammoniacal est transformé en azote gazeux<sup>24</sup>.

Ce procédé ne nécessite pas d'ouvrages particuliers, le temps de contact est fourni par les ouvrages spécifiques aux autres procédés de la filière.

#### (b) La nitrification<sup>3,18,22</sup>

Il s'agit de la transformation par les bactéries nitrifiantes de l'ammoniaque en nitrites et nitrates. Ces bactéries nécessitent un support et la présence d'oxygène en quantité suffisante.

Ce processus ne nécessite pas d'ouvrages spéciaux si la teneur en ammoniaque est peu importante ( $\leq 1$  mg/l). La nitrification peut en effet se faire dans les voiles de boues des flocculateurs et décanteurs, dans le sable ou le charbon actif des filtres, au cours de l'injection dans le sol, et même sur les simples matières en suspension dans les bassins de stockage.

Si la teneur en ammoniaque est supérieure à cette valeur, on peut se servir des mêmes ouvrages à condition de réoxygéner l'eau entre deux ouvrages (par aération ou ozonation), ou de suroxygéner l'eau par injection d'oxygène pur avant l'ouvrage dans lequel se fait la nitrification.

Mais on emploie aussi, nous l'avons vu dans les exemples d'usines du paragraphe 3, des ouvrages spéciaux adaptés à la nitrification avec un support pouzzolane ou argiles dopées et une aération permanente.

Il convient de noter que l'amorçage de la réaction de nitrification nécessite un certain délai, trois semaines environ. On est donc souvent obligé de prévoir en secours une oxydation de l'ammoniaque par le chlore, d'autant plus que la nitrification peut être affectée par des inhibiteurs ou par une variation rapide de température dans les eaux froides.

### Combinaison de procédés

#### (a) Oxydation chimique

Le procédé d'oxydation chimique de l'ammoniaque par le chlore est très rarement isolé. La chloration est utilisée en même temps selon le cas dans un procédé d'oxydation du fer, dans l'amélioration de la clarification, dans la protection des ouvrages contre les développements d'algues et les fermentations, dans le procédé de désinfection (voir Tableau 6).

L'emplacement de la chloration dans la filière de traitement dépend de la combinaison que l'on désire utiliser.

#### (b) Nitrification

Si le processus est utilisé sans ouvrages spéciaux, il se prête peu à une combinaison. Seuls les procédés d'oxygénation de l'eau sont quelquefois combinés avec le processus de nitrification. Nous avons vu dans les exemples de filière plusieurs cas où l'ozonation prépare à la fois la nitrification, et l'élimination des matières organiques dans l'étape de clarification<sup>3,20</sup>.

Par contre si le procédé utilise des ouvrages nitrificateurs spécialisés il est important de bien en déterminer l'emplacement dans la filière. Ils fonctionnent d'autant mieux que la teneur en ammoniaque est élevée et que l'eau est riche en matières en suspension ce qui peut conduire à les placer en tête de filière. Cependant dans certains cas on les place plus en aval pour avoir à l'entrée une teneur en ammoniaque régulière, ou pour éliminer en amont les inhibiteurs de la nitrification.

Il est prudent si la quantité d'ammoniaque à éliminer est élevée de faire suivre les nitrificateurs d'une filtration.

### Interactions

Les interactions sont extrêmement nombreuses: interactions avec d'autres procédés qui jouent accessoirement un rôle déchlorant (charbon actif, ozonation, réducteurs) et qui gênent donc l'oxydation de l'ammoniaque.

interactions avec les procédés qui utilisent des bactéries (nitrification, élimination de matières organiques) et qui peuvent donc être gênés par la chloration.

interactions surtout avec certaines matières organiques qui sont oxydées par le chlore ou qui ferment avec lui des composés d'addition. On peut rechercher cette interaction pour lutter contre certaines saveurs ou obtenir des sous-produits d'oxydation biodégradables. On peut au contraire chercher à l'éviter, notamment pour ne pas former les composés d'addition organochlorés. Dans ce dernier cas, on reporte le traitement d'oxydation à un point de la filière où les précurseurs des organochlorés sont éliminés<sup>23</sup>.

### Modélisation et Optimisation

Il existe d'excellents modèles de l'oxydation de l'ammoniaque par le chlore. Toutefois la complexité des interactions de la chloration en rendent l'utilisation délicate. La modélisation du processus de nitrification, en fonction de la consommation en oxygène et des éléments nutritifs des bactéries, a également été correctement réalisée<sup>18,22</sup>.

Au plan économique, si la quantité d'ammoniaque à éliminer est suffisamment faible, il est toujours plus économique de nitrifier puisque la nitrification est gratuite. On n'utilise alors l'oxydation chimique que si la présence de chlore est indispensable pour d'autres procédés de la filière de traitement.

S'il faut construire des ouvrages nitrificateurs, leur optimisation doit être recherchée: l'ouvrage est d'autant moins onéreux que la vitesse de passage de l'eau est élevée. On recherche ensuite, par un choix de support et une granulométrie bien adaptée, à rendre minimale la consommation en énergie électrique de l'aération et la perte de charge dans l'ouvrage. Mais les autres effets éventuellement attendus du nitrificateur (matières organiques, . . .) et sa place dans la filière ont également une influence.

### Conclusions

Le contrôle suivi des performances des différents procédés de traitement a permis de progresser dans la voie de l'optimisation des filières de traitement au cours de ces dernières années. Le développement actuel des automates d'analyse laisse penser que ce progrès continuera et peut-être même s'accélérera, dans la mesure où seront approfondies les connaissances des processus élémentaires de traitement.

De notre approche globale des traitements nous n'avons finalement tiré que peu de règles générales. Ceci est lié à la nature même de l'eau, complexe, changeante, différente dans chaque cas. On peut également penser que les traiteurs d'eau se trouvent confrontés à des contraintes très diverses, particulières à chacun.

Cependant, seule l'approche globale de la filière, effectuée à la fois par des exploitants et des spécialistes du traitement des eaux, peut permettre d'obtenir dans des conditions économiques satisfaisantes, et de manière fiable, une eau potable satisfaisant aux normes de qualité les plus exigeantes.

## Bibliographie

1. Bendek A., Simultaneous Biodegradation and Activated Carbon Adsorption – A Mechanistic Look, Symposium on Activated Carbon Adsorption, American Chemical Society Meeting, Miami, Sept. 1978.
2. Cairo P., McElhaney J. and I. H. Suffet, Pilot Plant Testing of Activated Carbon Adsorption Systems, Jour AWWA Nov. 1979.
3. Chedal J. et P. Schulhof, Diminution des Composés Chlorés par un traitement combinant les Procédés Physico-chimiques et Biologiques, Symposium Procédés d'Oxydation appliqués au Traitement de l'Eau Potable, Karlsruhe Sept. 1978.
4. Damez F. et J. C. Dernaucourt, l'Ozone avant Flocculation, Gruttee, Techn. de l'Eau et de l'Assainissement, Avril 1979.
5. Divet L., Rôle de l'ozonation dans une filière de traitement d'eau potable, Techn. Sci Municipales, Mai 1979.
6. Dore M., Langlais B., Legube B., Process of action of ozone on soluble aromatic pollution, IOA, Houston, Nov. 1979.
7. Fiessinger F. et L. Brener, Large Scale Applications of Granular Activated Carbon for Potable Water Production in France, Symposium on Activated Carbon Adsorption, American Chemical Society Meeting, Miami, Sept. 1978.
8. Fiessinger F. et N. Tambo, Coagulation et Flocculation, 12th IWSA Congress, Kyoto, Oct. 1978.
9. Fiessinger F., La Conception des filtres à Charbon Actif, IWSA spécial. conférence, Bruxelles, May 1979.
10. Gerval R., The different locations of ozone in treatment lines. Study of the operating mechanisms according to these locations, IOA, Houston, Nov. 1979.
11. Gomella C., Quelques réflexions sur l'évolution nécessaire du traitement des eaux de distribution, Techn. Sci. Municipales, Nov. 1976.
12. Mallevialle J., Fiessinger F. et A. Alizadeh, Effets flocculants de l'Ozone, IOA, Nice, Janv. 1979.
13. Martin F., Flottation à l'Usine de Moule, Techn. Sci. Municipales, special AIDE, Sept. 1980.
14. McGuire M. J., Suffet I. H. and J. V. Radziul, Assessment of Unit Processes for the Removal of Trace Organic Compounds from Drinking Water, Jour. AWWA Oct. 1978.
15. Meijers A. P., Rook J. J., Schultink B. et al., Objectives and procedures for GAC treatment, Jour. AWWA, Nov. 1979.
16. Meucci, Atti del seminario sulla potabilizzazione igienica dell'acqua, Padova, Mai 1979.
17. Montiel A., Welte B., Carre J., Incidence d'un traitement au Charbon Actif sur l'Elimination des Micropolluants à l'état de trace, IWSA special. conf-érence, Bruxelles, May 1979.
18. Moreaud H., L'élimination biologique de l'azote. Etude sur pilote semi-industriel. Techn. Sci. Municipales, Oct. 1976.
19. Peel R. and B. Benedek, Dual rate kinetic model for Activated Carbon Adsorption, in press, Env. Eng. Div., ASCE, 1979.
20. Rice R. G., Gomella C., Miller G. W., Rouen, France water-treatment plant: good organics and ammonia removal with no need to regenerate carbon beds, Civil Engineering – ASCE, May 1978.
21. Richard Y., et F. Fiessinger, Emploi Complémentaire des Traitements Ozone et Charbon Actif, IOA, Paris, Mai 1977.
22. Richard Y., Brener L., Martin G. et C. Leblanc, Study of the Nitrification of Surface water, Progress of Water Technology, Vol. 10, n° 5-6, 1978.
23. Richard Y., Optimization of Potable Water Treatment Lines with a view to Halogenous Compounds Reduction, IOA, Houston, Nov. 1979.
24. Sunier B., Selleck R. E., Kinetics of breakpoint chlorination and of disinfection. Thèse de doctorat. Université de Berkeley, Californie, Mai 1976.
25. Schalekamp M., The Use of GAC Filtration to ensure Quality in Drinking Water from Surface Sources, Jour. AWWA, Nov. 1978.
26. Schulhof P., An Evolutionary Approach to Activated Carbon Treatment, Jour AWWA, Nov. 1979.
27. Schulhof P., The Paris suburbs water treatment plants – an example of progressive adaptation to increasingly strict water quality requirements, Jour AWWA (in press, 1980).
28. Sibony J., Annet-sur-Marne: filière biologique, filière physico-chimique, Aqua, n° 7/8, Aug./Sept. 1980 (Special Congress Issue).
29. Smethurst G., Basic Water Treatment for Application World-Wide, Thomas Telford, London 1979.
30. Sontheimer H., Heilker E., Jekel M., Nolte H. and F. H. Vollmer, The Mulheim Process, Jour. AWWA July 1978.
31. Sontheimer H., Applying Oxidation and Adsorption Techniques: A Summary of Progress, Jour. AWWA, Nov. 1979.
32. Sontheimer H., Design Criteria and Process Schemes for GAC Filters, Jour. AWWA Nov. 1979.
33. Symons J., Carswell K., De Marco J., and D. T. Love, Removal of Organic Contaminants from Drinking Water Using Techniques Other Than Granular Activated Carbon Alone. A Progress Report. U.S. EPA, Cincinnati, May 1979.
34. Tambo N., Lecture Note for Foreign Students, University of Hokkaido, Sapporo, March 1977.
35. Trussell A. R. and M. D. Umphres, An overview of the Analysis of Trace Organics in Water, Jour. AWWA, Nov. 1978.
36. Weber W. J., Physicochemical Processes for Water Quality Control. Wiley Interscience, New York 1972.
37. Yohe T. L., Suffet I. H. and J. T. Coyle, Monitoring and Analysis of Aqueous Chlorine Effects On Granular Activated Carbon Pilot Contactors, Symposium On Activated Carbon Adsorption, American Chemical Society Meeting, Miami Sept. 1978.

## Combinations of treatment techniques

by **F. Fiessinger** Société Lyonnaise des Eaux, et de l'Éclairage, Paris, France

and **P. Schulhof** Compagnie Générale des Eaux, Paris, France

### 1 Introduction

The treatment of water for human consumption, which developed only very slowly over the last decade, is now undergoing profound changes.

With the appearance of new potability standards – the result of progress in analytical methods and public health studies – the aims of water treatment are becoming both more numerous and more difficult to achieve. Many existing water treatment plants have to be modified and plants now in the planning stage will have somewhat different configurations from those now familiar to us.

These changes will perhaps one day include the general use of little-used techniques such as osmosis, dialysis, resins, etc. but they now consist mainly of increasing the efficiency of traditional treatment processes and the various combinations of these processes.

At the same time, additional economic constraints are obliging the water engineer to study these combinations with a view to optimisation. Optimisation requires a precise definition and, if possible, mathematical model analysis, of the functioning of the various treatments. Water treatment specialists are therefore turning towards the idea of pooling the knowledge of the plant designer, the plant operator and the public health experts.

The combination of treatment processes and its optimisation thus represent a particularly complex overall – “systemic” – approach to water treatment. We can, however, already draw up some guidelines for this optimisation process and that is what we are setting out to do in the following pages.

### 2 Definitions

#### 2.1 Terminology

Before proceeding further, therefore, it appears essential to choose a clear and coherent terminology<sup>34,36</sup>.

*The treatment:* this is the sum total of the operations to which the water is subjected so that its composition conforms to previously-defined quality requirements.

Each operation is characterised by the intervention, exterior to the water undergoing treatment, of an “operating mechanism”. The term “*unit operation*” is used. Unit operations set in motion processes which take place in the water. One or more *elementary processes* are linked to a unit operation. Elementary processes take place in sequence or simultaneously and are differentiated by the physical, chemical or biological nature of the phenomenon on which they are based.

One or more unit operations and the processes they set in motion are grouped under the term – *treatment technique or unit process*. *Elementary treatment* is also often used.

The name given to each of these treatment techniques is generally the name of the process which plays the principal part (e.g. adsorption, settling, etc.). However, in order properly to characterise a treatment technique, the operating mechanisms must be carefully

defined. For example, in the case of an adsorption technique using granular activated carbon (GAC), it is necessary to define the characteristics of the carbon, the contact time, the filtration speed etc. In the same way, all the processes must be known – which is not always the case – if the use of model analysis is to be effective.

The operations are carried out in “units” of varying complexity (e.g. the rapid mixer for coagulation treatment, the settling tank for settling treatment). More than one type of treatment (e.g. oxidation and settling) can be carried out at the same time in some units. The latter are called simultaneous or multiple treatment units. The combination either simultaneously or successively of the techniques used in water treatment is called the *treatment line*. The terms “*system*” and “*configuration*” are also used. Table 1 summarises this terminology and illustrates it by the case of elementary coagulation and flocculation treatments.

Table 1. Terminology associated with water treatment.  
(Page L.1)

#### 2.2 Relationship between quality parameters and treatment techniques

The evaluation of the performances of the principal treatment techniques may be summarised in a double-entry table with the treatments listed vertically and the quality parameters horizontally. The intersections between lines and columns give an indication of efficiency. This efficiency may be expressed for a given water as a reduction percentage (a common but very debatable method of presentation), as maximum admissible content in order to respect a given value or as minimum possible concentration.

Table 2. Influence of the main treatment technique on water quality parameters. (Page L.3)

More generally, their relative importance can be shown as in Table 2. As we shall see later on (para. 2.4), this table is very theoretical as a unit is often used for several treatment techniques which should, in fact, be considered in the context of their combination in the treatment line as a whole.

It goes without saying that an analysis of this kind has limitations as some unit techniques overlap: GAC can filter the water; ozone has a certain coagulant effect, etc. Furthermore, “influence” or “action” does not signify “extraction”; the coagulation-flocculation process extracts nothing, but *facilitates* subsequent extraction by settling and filtration. For example, ozone facilitates subsequent biological filtration.

In fact, the main object of this analysis is to define *two ways* of approaching the problem of the combination of treatment; the entry in the table under one aspect rather than the other in fact defines two distinct approaches which may lead to quite different conclusions – especially from the point of view of optimisation:

- The first approach starts with the *parameters*, and defines the treatment techniques which must be used to obtain a water of required quality. This is the most common approach; it is the one used when designing a new plant, it is the most open and the one leaving most room for optimisation of the elementary treatment combinations; it is the designer's approach.
- The second approach starts with the *equipment* and considers how it can be used to modify the various parameters of the water. This is more the approach to be used when converting an existing plant. It permits optimisation of the use of the equipment. It is the operator's approach which the designer must allow for (by sufficient equipment flexibility) to prepare for the future.

The two approaches therefore finally converge.

## 2.3 Families of parameters and treatment stages

The constituents of the raw water – as shown in Table 2 – are often grouped in families with a relatively uniform behaviour vis-à-vis the treatment to be used for their elimination.

In this way, a distinction is made between:

- *Suspended solids* which are judged mainly from the standpoint of turbidity but also include metallic hydroxides, organic debris, living organisms, etc. The treatment used to eliminate them is generally called *clarification*. It calls upon unit techniques of destabilization, increase in size and separation, such as coagulation, flocculation, settling and filtration. Clarification is therefore a *treatment stage* combining some typical techniques relatively easy to separate from the rest of the treatment line. It should be noted, however, that the action of these techniques is not limited to suspended solids.
- *Mineral composition* assessed as dissolved salts content. Treatments include general demineralisation techniques and, more specifically, carbonate removal, fluoride removal, iron removal, nitrification and denitrification techniques, etc. These techniques are used to remove specific substances.
- *Organic matter*, measurable by a few general parameters (COD, TOC, SEC, etc.) or by a great many parameters of varying specificity. Treatments for removal of organic matter generally combine physical separation techniques with oxidation techniques. These treatments are not specific to the substance to be eliminated. More accurately, they lead to the definition of new parameters for classification of organic matter according to its behaviour vis-à-vis these techniques: biodegradable or refractory, polar or non-polar, large molecules or small molecules, etc.
- *Micoorganisms*, consisting essentially of bacteria but also of viruses, lower animal life and algae. The treatment methods used generally consist of one or more oxidation techniques grouped under the name of disinfection, combined in the case of algae with a separation technique. Many authors include separation techniques in disinfection, sometimes preceded by an agglomeration treatment.

In water treatment where more than one family of substances have to be treated at the same time, the make-up of the treatment lines becomes relatively complex. In practice, these substances are eliminated in successive stages placed in a logical order: e.g. clarification followed by disinfection. The concept of treatment stages is attractive as it can simplify the approach to optimisation. It is unfortunately difficult to apply to the removal of organic matter and ammonia which, as we shall see later, require a number of processes spread

over the whole treatment line. Then there are many interactions which make it difficult to distinguish between the various stages.

## 2.4 Interactions

A parameter is generally affected by more than one treatment technique. Reciprocally, a unit treatment technique often acts on more than one parameter at the same time. Furthermore, some techniques are barely – if at all – effective if used alone.

One of the fundamental factors in evaluating the effectiveness of a treatment is the *concentration* of pollutants. These concentrations and therefore the effectiveness of the treatments are interdependent. In other words, the behaviour of parameter “i” influences the behaviour of parameter “j” and the effectiveness of treatment process “n” is linked to that of process “m”.

Another fundamental factor is the *form* of the pollutant (ionic form or chelated form in the case of a metal).

A treatment technique may, in fact, be effective vis-à-vis parameter “i” in the absence of parameter “j” but ineffective if “i” and “j” are present at the same time.

The knowledge – even if only qualitative – of these interactions is essential when designing the optimum treatment line. Studies of these interactions are listed in the bibliography.

It should be noted at this point that the existence of these – often synergetic – interactions is an additional reason for studying the treatment line as a whole when evaluating the effectiveness of a treatment.

The technique-by-technique (“shopping list”) approach may lead to serious errors especially when dealing with complex waters. Table 2 and the study of the interactions are only meant as aids to the constitution of a treatment line and we cannot judge the effectiveness of such a line in the present state of our knowledge.

## 2.5 Model analysis

The final objective sought by all specialists interested in the combination of treatment techniques is the definition, from the quality parameters for a given water (raw water quality and objectives) and in accordance with individual choice criteria, of the optimum configuration of a treatment line.

This involves a knowledge of, and the possibility of quantifying, all the interactions existing in the system and we are still a long way away from achieving this. In order to list the possible interactions, it would undoubtedly be helpful to use system analysis techniques. A large number of accurate and reliable facts on the effectiveness of the various links in the treatment chains at present in service are already available. Their systemic treatment would certainly permit some progress to be made towards the use of model analysis.

In the present state of our knowledge, except for a few particular techniques (ion exchange, adsorption, etc.) analysis of the quality-treatment system by means of mathematical models still seems impossible. We are very far from being in a position to quantify all the interactions existing in the system.

The best approach available to us at the moment is essentially experimental and qualitative.

## 2.6 Optimisation

It is by observing the functioning of existing industrial treatment lines – rather than by tests in a laboratory or in pilot plants – that we can lay the foundations for optimising the combination of treatment techniques<sup>2</sup>. A few examples are given in paragraph 3.



As we have said, optimisation has an economic objective. It consists of minimising a cost in terms of predefined assessment or constraint criteria. It is thus possible to use many criteria. In addition to those linked to the effectiveness of the treatment, they include ease and reliability of operation, the aesthetic aspects, modularity, compactness, flexibility (*vis-à-vis* raw water flow and quality), integration of existing units, etc.

In section 4, we shall describe our approach to optimisation for the most important families of parameters, by means of simple and multicriteria evaluation of the principal treatment processes. To make a subsequent synthesis for the entire treatment system – as once again we ought to think on these lines – is not an easy matter, and it is only by various simplifications that we shall be able to draw a few conclusions.

### 3 Examples of industrial treatment lines

As we have seen, there is no ready-made solution and it is mainly by experience of existing industrial treatment lines that we can establish a few general rules. It is therefore advisable to quote a few examples of modern treatment plants. There have already been described in the specialised literature. Our description is therefore limited to Figure 1 and Table 3. The important point here is to stress the main features of treatment lines adapted to the treatment of water of relatively poor quality. Poor quality of the resource requires the use of complex lines which provide us with a great deal of information. The performances recorded are obtained from the combination of conventional techniques carried out in the original units.

The analysis of optimisation will therefore be concerned mainly with combinations of these different techniques.

Figure 1. Diagram showing example of industrial treatment lines. (Page L5)

Table 3. Example of industrial treatment lines—main features. (Page L7)

### 4 Attempt at optimisation

From these examples we shall try to deduce a few general principles regarding the removal of three main types of substances of concern to the water treatment engineer. These are suspended solids, organic matter and ammonia. The last two types are the subject of special discussions at this congress. To avoid undue repetition, we shall deal with our subject at a very general level.

#### 4.1 Removal of suspended solids

##### Definitions

Suspended solids (SS) are mainly characterised by their size, nature and concentration, *vis-à-vis* the treatment. They determine the treatment processes to be used. The removal of SS always requires a liquid-solid separation process. If the particles are too small for the process used (colloidal or dissolved particles), the separation treatment is preceded by a treatment promoting precipitation and increase in size (coagulation-flocculation).

##### Treatment techniques

Separation techniques differ in the operations and processes used. Virtually all the separation techniques are found in the treatment lines analysed. Table 4 gives a multicriteria evaluation of these techniques in the case where separation is preceded by coagulation. Table 4 is therefore far from being exhaustive, as it gives an analytical method and not an absolute assessment. The effectiveness of the various techniques may in fact vary according to the size and type of unit.

The increasing importance of sludge disposal must be noted. The treatment of drinking water sludge is becoming an integral part of water treatment and optimisation of a treatment line must take it into account. Seen from this angle, separation units producing less sludge or more concentrated sludge may often appear more advantageous.

In many cases of heavily polluted water, the removal of organic matter requires the use of large doses of coagulants, if optimum results are to be obtained. In these cases, techniques with low retention capacity such as coagulation on the filter, will be at a disadvantage.

Flotation can be used to advantage for water containing large amounts of suspended solids which are not readily settleable (algae, etc) and for cold water<sup>13</sup>.

In the case of coagulation, the choice of coagulant and its conditions of use<sup>8</sup>, such as rate and pH, are decisive factors.

Table 4. Multi criteria—evaluation of a process. (Page L8)

##### Combination of techniques

The following treatment lines were found in the examples quoted:

- coagulation – flocculation – separation (by filter, settling tank or flotation unit)
- the above treatment line preceded by infiltration into the ground or by a storage tank
- direct separation by rapid biological filter
- microflocculation followed by filtration
- double coagulation – flocculation – separation.

The following were also widely used:

- microflocculation – filtration – preceded or otherwise by microscreening
- direct separation by slow biological filter, preceded or otherwise by microscreening, etc. . .

##### Interactions

There may be a negative interaction between the filtration of SS through granular activated carbon and the biological phenomena which occur in the activated carbon.

On the other hand, there is no negative interaction between clarification and the biological elimination of ammonia if the ammonia levels remain low.

An upstream storage pretreatment or river-bank filtration<sup>30</sup> may also have a very considerable influence by promoting partial clarification and supplying a water of uniform characteristics to the downstream physical-chemical treatment processes.

There are very considerable interactions with the oxidation techniques: chlorination and especially ozonation can contribute effectively towards clarification and appreciably reduce treatment rates to be used to obtain good performance in the removal of organic matter<sup>4,12,23,31</sup>.

##### Simulation by the use of models

There are many models in existence permitting simulated operation of separation units – settling tanks or filters<sup>36</sup>.

There are also algorithms<sup>8</sup> which can be used to simulate coagulation – flocculation. Our considerable knowledge of the processes initiated by this technique ought also to allow its simulation by means of models.

### Optimisation

Clarification is by far the most efficient treatment stage as regards weight of matter eliminated. A large number of specific pollutants – heavy metals, organic micropollutants, viruses, etc. are associated with the SS and removed with them. It is therefore always best, when the means are available, to maximise the effectiveness of clarification by using the optimum coagulant reagent, treatment rate and pH. These parameters vary according to the raw water and can only be selected after tests.

## 4.2 Removal of organic matter

Organic matter is the major worry of many water treatment specialists.

### Definitions

The all-embracing term – organic matter – covers a vast number of products of which only an infinitesimal proportion can be identified. Organic matter is, therefore, almost always analysed by comprehensive methods which group part or all of this matter in terms of a particular chemical property. These include TOC, COD (KMnO<sub>4</sub>), adsorption of ultraviolet rays, fluorescence, TOCl, BOD, chlorine demand, SEC, etc.

Organic matter can be characterised, according to individual points of view, in terms of use to be made of the water (toxic organic matter or organic matter which has an unpleasant taste, for example), of the treatment processes (a distribution is then made between soluble organic matter, OM linked to SS, organic matter which is adsorbable on activated carbon, organic matter which is oxidisable by a reagent at a certain treatment rate, biodegradable organic matter, refractory organic matter, organic matter which gives addition and substitution products with chlorine, etc.).

Improved methods of analysing organic matter, particularly chromatography, have resulted in the classification of organic matter according to size and molecular weight, itself linked to volatility. The change, or rather the polarity, of the matter, is also important in this respect<sup>35</sup>.

### Treatment techniques

Soluble organic matter is the most difficult to treat; organic debris or living matter can be eliminated by clarification. It is always advantageous, therefore, when treating a heavily polluted water to make the best possible use of the clarification stage. As indicated above, the choice of coagulant, the treatment rate, the pH in the case of some waters, the conditions of preoxidation by chlorine and especially ozone, play a considerable part and should not be fixed at random. Let us look at the main treatment techniques:

#### a) Adsorption on activated carbon

As we have seen from the above-mentioned examples, the most common technique for the removal of soluble organic matter is *adsorption on activated carbon*.

This technique uses processes closely associated with a method of separation unaffected by the size of the carbon particles. Unit operations defining such a tech-

nique have already been extensively described as have the optimum designs which obviously differ considerably according to whether new or modified filters are used<sup>9,26,32</sup>.

The choice depends essentially on the type of material (nature, physical characteristics, etc.) the load (volume of water per hour per weight of carbon), contact time, hydraulic conditions (speed of water, etc.) and, of course, the location of activated carbon in the treatment line. From an economic point of view, when the quality of the raw water is poor, it is advisable to use activated carbon in granular rather than in powder form – the combination of the two forms may also be an advantageous solution<sup>9</sup> – and when the quality requirements for the treated water are strict, it is advisable to carry out a second filtration process through granular activated carbon. For the elimination of certain parameters – such as THM or even TOC – with the usual contact time of 10 minutes or so, the GAC must be frequently regenerated. In time, the GAC regeneration installation may become a regular feature of an optimised treatment line.

#### b) Biodegradation

When the water contains biodegradable substances, the traditional and also the most economic way of removing these substances is by biological treatment. In order to do their work, the microorganisms responsible for biodegradation must be fixed on a support. The treatment techniques generally used to initiate these processes are filtration techniques using sand filters, GAC filters, etc. However, fluidised bed reactors, (often combined with a settling tank) may also be used or this operation may be carried out in raw water storage tanks.

Granular activated carbon appears to make a particularly good biological support. The surface of the grains of carbon undoubtedly supplies the bacteria with better points of anchorage than that of a grain of sand, especially with a high filtration speed. The relationship which may exist between adsorption and biodegradation is still not fully understood – except in the obvious case where the carbon adsorbs substances which are toxic to the bacteria. For example, it may be that a part of what is at present attributed to biological action is linked to a hitherto overlooked and very slow adsorption process<sup>18</sup>.

At the present time, our understanding of the performance of the bacteria and our knowledge of the by-products (biodegradation by-products or metabolised substances) are still very incomplete but we seem to be learning fast. This is a reason for constructing “flexible”, adaptable, equipment.

c) *Chemical oxidation with ozone and chlorine* may have a considerable influence on the transformation of organic matter but their direct effect on the elimination of the OM is limited.

*The Ozone + GAC combination* is particularly advantageous as ozonation, if carried out with rates and contact times suitably adapted to the quality of the raw water, stimulates biodegradation<sup>1,6,7,14,17,21,23,31,33</sup>.

The case with which organic substances can be oxidised or biodegraded poses the problem of their development in the distribution system. The optimisation of the elimination of organic matter should therefore be based on a system comprising both the treatment line and the distribution network.

### Combination of processes

We have mentioned various treatment lines in section 3. Varying amounts of organic matter are eliminated at practically all stages of these lines. Very many treatment combinations may therefore be used to eliminate organic matter, depending on constraints and criteria. However,

with other pollutants, the removal of organic matter in these treatment lines is never total. 70 or 80% elimination is always considered as a very satisfactory performance when dealing with a comprehensive parameter such as TOC. Table 5 gives in extremely schematic and theoretical form the effectiveness of the main techniques used in the treatment lines mentioned in relation to organic matter. The parameters characterising organic matter used in this table are polarity and volatility. In fact, many other parameters would have to be taken into account, particularly the free radicals (hydroxyls, carboxyls, etc.) which appear to play a major part.

**Table 5. Efficiency of treatment techniques in relation to the characteristics of the organic matter (Trussel's Classification of Organic Matter, 35). (Page 10).**

### Interactions

In the case of organic matter, the interactions between the various treatment techniques are considerable and very numerous. Among the most important is the interference between coagulation, flocculation and adsorption when powdered activated carbon is used in the clarification stage<sup>8,26</sup>.

The relationships which link adsorption phenomena with micropollutant concentrations are also well known, as are the resultant desorption phenomena (chromatographic effect). The choice of the position of the adsorption process in the treatment line for a variably-polluted water should not therefore be left to chance.

As an example of interference, we have already mentioned the possible negative interference of the elimination of SS in the activated carbon process. On the other hand, unlike our experience with waste water treatment, there seems to be no interference between the biological elimination of organic matter and that of ammonia, with the concentrations found in water treatment.

Interactions between chemical oxidation treatments and techniques using activated carbon both in adsorption and as a biological support are very considerable. By breaking up the large molecules, opening aromatic cycles, forming more highly oxygenated compounds, chemical oxidation techniques, especially those using ozone, modify the performance of the techniques using activated carbon, sometimes positively and sometimes negatively<sup>14,21,31</sup>. The same is true of chlorine<sup>37</sup>, but with this reagent other interaction phenomena may also appear, as chlorine addition or substitution products are generally less biodegradable.

The well-known dechlorinating action of activated carbon interferes with oxidation techniques using chlorine which require long contact times (e.g. the oxidation treatment of ammonia).

Finally, aeration or ozonation techniques – which oxygenate the water – interfere with techniques using aerobic bacteria.

Table 6 summarises the main forms of interference in the oxidation techniques and those using powdered or granular activated carbon according to the possible positions of the operations as listed in figure 2<sup>5,10,11,22</sup>.

More generally, a comparison of the advantage and disadvantages may result in the location of some treatments (coagulation, ozonation, etc.) at different stages in the treatment line (cf. Figure 1).

**Table 6. Evaluation of the main advantages and disadvantages of the various positions of activated carbon, chlorine and ozone in a surface water treatment line. (Page 11).**

Fig. 2. Possibilities of insertion of activated carbon, chlorine and ozone in a surface water treatment line. (Page 10).

### The use of models and optimisation

There is as yet no model for the removal of organic matter by the treatment line as a whole. Optimisation, which is particularly advantageous in this case, is still very difficult to achieve. On the other hand, there are already models in existence for the individual techniques of adsorption<sup>19</sup>, oxidation and biodegradation. There are even models nowadays for the common combination of adsorption and biodegradation with GAC. These models show the way towards a more general approach.

## 4.3 Removal of ammonia

### Treatment techniques

Two main types of technique are used on an industrial scale.

#### a) Chemical oxidation using chlorine

This is a simple technique requiring only suitable doses of chlorine and suitable contact times. Nitrogen in the form of ammonia is transformed into nitrogen gas by a series of complex reactions<sup>24</sup>.

This technique does not require special units, the contact time being determined by the units used for other techniques in the treatment line.

#### b) Nitrification<sup>3,18,22</sup>

This is the process whereby ammonia is transformed by nitrifying bacteria into nitrites and nitrates. These bacteria require a support and the presence of adequate supplies of oxygen.

This process does not require special units if the ammonia content is low ( $\leq 1$  mg/l). Nitrification can, in fact, take place in the sludge blankets in the flocculators and settling tanks, in the sand or activated carbon in the filters, during injection into the ground and even on simple suspended solids in the storage tanks.

If the ammonia level is higher than 1 mg/l, the same units can be used on condition that the water is reoxygenated (by aeration or ozonation) between one unit and the next or superoxygenated by the injection of pure oxygen before the unit used for nitrification.

However, as we have seen from the examples of plants given in section 3, special permanently-aerated nitrification tanks with a pozzolana or doped clay support are also used.

It should be noted that the nitrification reaction takes about three weeks to start. It is, therefore, often necessary to provide for additional oxidation of the ammonia by the use of chlorine, particularly as the nitrification process may be affected by inhibitors or by a rapid variation in temperature in cold water.

### Combination of techniques

#### a) Chemical oxidation

The technique of chemical oxidation of ammonia by means of chlorine is very rarely isolated. Chlorination is used at the same time, according to circumstances, in an iron oxidation treatment, to improve clarification, in the protection of the tanks against the development of algae and fermentation, and in the disinfection process (see Table 6).

The location of chlorination in the treatment line depends on the combination required.

### *b) Nitrification*

If the process is used without special tanks, it is not really suitable for combination. Oxygenation processes only are sometimes combined with nitrification. We have seen in the examples of treatment lines a number of cases where ozonation is a preparation both for nitrification and the removal of organic matter in the clarification stage<sup>3,20</sup>.

On the other hand, if special nitrification units are used, their position in the treatment line should be carefully selected.

They perform better when the ammonia level is high and when the water has a high suspended solid content and this may result in their being placed at the head of the system. However, in some cases, they are placed further downstream so that the water entering the tank contains a uniform amount of ammonia, or so that nitrification inhibitors may be eliminated upstream.

If the amount of ammonia to be eliminated is considerable, it is wise to follow the nitrifiers with a filtration process.

### **Interactions**

There are many interactions: a) with other techniques which also play a dechlorinating role (activated carbon, ozonation, reducers) and which therefore hinder oxidation of the ammonia;

b) with techniques using bacteria (nitrification, elimination of organic matter) and which may therefore be impeded by chlorination;

c) and, above all, with some organic matter which is oxidized by chlorine or which forms addition compounds with it. This interaction may be sought to control certain tastes or to obtain biodegradable oxidation by-products. On the other hand, this interaction may be avoided, mainly so as to prevent the formation of organic chloro-compounds.

In this latter case, the oxidation treatment is located at a point in the treatment line where the precursors of organic chloro-compounds are eliminated<sup>23</sup>.

### **The use of models and optimisation**

There are excellent models for the oxidation of ammonia by means of chlorine. However, the complexity of the interactions of chlorination make their use difficult. Accurate models demonstrating the nitrification process in terms of the bacterial consumption of oxygen and nutrients are also available<sup>18,22</sup>.

From the economic point of view, it is always cheaper to use the nitrification process if the quantity of ammonia to be eliminated is sufficiently small, as nitrification costs nothing. Chemical oxidation is then only used if the presence of chlorine is essential for other treatments in the system.

If special nitrification tanks have to be constructed, they should be optimised; their operating cost drops as the speed at which the water runs through increases. By the selection of a suitable support and particle size, the consumption of electrical energy for aeration can be reduced to the minimum as can the loss of head in the tank. However, the other results possibly expected from the nitrifier (organic matter, etc.) and its location in the treatment line also have an influence.

## **5 Conclusions**

Continuous monitoring of the performance of the various treatment techniques has resulted in some progress during recent years towards the optimisation of treatment lines. The current development of automatic units for analysis suggests that this progress will continue and perhaps gain in speed, as we learn more about the elementary treatment processes.

We have drawn very few general conclusions from our overall approach to the treatment processes. This is because of the very nature of water, complex, changing, different in every case. Furthermore, water treatment specialists are often confronted with very diverse constraints, individual to themselves.

However, only an overall approach to the treatment line by both operators and water treatment specialists can result in the economic and reliable production of drinking water which will satisfy the strictest quality requirements.

### **Bibliography** (Page 13).

# Partie I – L'intégration de l'analyse de réseau dans la gestion de la distribution

par R. Huntington

Directeur divisionnaire, Wessex Water Authority, Grande Bretagne

## 1 Introduction

### 1.1

Assurer au consommateur une alimentation en eau efficace n'est possible que si la conception et l'exploitation des réseaux de distribution sont efficacement gérés. Les réseaux de distribution sont complexes et l'on ne dispose pas aisément d'une information objective complète si l'on ne fait pas d'efforts positifs pour obtenir des données d'une bonne instrumentation et si l'on n'utilise pas à fond les techniques d'analyse de réseau. Malheureusement, il y a eu une certaine tendance à n'utiliser ces techniques que pour des études ad hoc; le moment est maintenant venu d'intégrer l'analyse par ordinateur dans la gestion normale de la distribution comme outil de gestion pour les opérations journalières et comme étape essentielle vers la planification des améliorations futures.

### 1.2

De grands progrès ont été faits au cours des dernières années, mais il est nécessaire d'engranger les bénéfices que l'on obtiendra en accélérant ce travail, exploiter les techniques déjà disponibles et les développer pour couvrir les besoins futurs. Les progrès dans la technologie des ordinateurs doivent être utilisés pour créer de nouveaux horizons pour la conception et l'exploitation des réseaux de distribution au profit des consommateurs.

## 2 Historique

### 2.1

Les réseaux de distribution d'eau sont constitués d'un système complexe interconnecté de conduites et d'ouvrages auxiliaires; alors que le comportement individuel des différentes parties est facile à comprendre, les interactions entre variables sont trop compliquées pour être complètement compréhensibles sans l'emploi des techniques de modèles. Le développement des modèles a progressé au cours des années basiquement selon deux voies: l'analogie électrique et la solution numérique faisant appel à des ordinateurs numériques.

### 2.2

L'emploi d'analogues électriques remonte au début des années 1930; il utilise des modèles électriques de réseaux dans lesquels les débits de fluides et les pressions sont représentés par des courants électriques et des voltages. Les conduites sont représentées par des éléments de circuits qui reproduisent les équivalents électriques des propriétés des conduites. Jusqu'à la mise au point, vers 1950, de la technique d'analyse "directe"

utilisant des lampes à filament de tungstène, la non-linéarité des relations pression/débit faisait que seules des solutions itératives étaient possibles. Au cours des ans, beaucoup des faiblesses inhérentes à ce procédé de modèle ont été largement surmontées notamment à la suite des changements spectaculaires de l'électronique, où des circuits intégrés peuvent être utilisés pour remplacer les circuits formés de composants discrets classiques. Cependant, la popularité dont ce procédé a joui recule devant les ordinateurs qui sont devenus facilement disponibles, versatiles et plus économiques.

### 2.3

Les premières méthodes numériques extensivement utilisées pour l'analyse des réseaux étaient basées sur la méthode Hardy-Cross et, vers la fin des années 1950, des utilisations réussies de programmes d'ordinateurs ont été signalées. Pendant de nombreuses années, les progrès ont été lents pour un certain nombre de raisons dont la moindre n'était pas le manque de familiarité des ingénieurs avec les ordinateurs.

### 2.4

De nombreuses méthodes numériques ont été employées, avec des programmes individuels travaillant de différentes manières, certains résolvant des équations sur les boucles, d'autres sur les noeuds, et tous ayant leurs forces et leurs faiblesses. Certains peuvent être coûteux en temps d'ordinateur; certains sont d'une robustesse limitée, tandis que d'autres sont capables de prendre en compte des auxiliaires tels que pompes et vannes. Il n'est pas douteux que la préparation des programmes futurs cherchera à s'appuyer sur les points forts et à éliminer les points faibles.

## 3 Progrès dans la technologie des ordinateurs

### 3.1

Les progrès spectaculaires du hardware et du software des ordinateurs, couplés avec l'importante diminution du prix de revient des études par ordinateur ont rendu complètement désuètes les méthodes classiques d'études de planification. En outre, la mystique et la suspicion qui tendaient à entourer les ordinateurs ont été rejetées quand les ingénieurs les ont mieux compris et, en conséquence, les ordinateurs sont maintenant considérés comme des outils normaux de gestion quotidienne.

## 3.2

Grâce aux progrès dans la technologie des ordinateurs, on dispose d'équipements de bien plus grande capacité et on a pu mettre au point des programmes qui accélèrent les calculs et augmentent leur souplesse. L'apparition des micro-processeurs et des disques mémoires à grande vitesse permet d'envisager le moment où tous les éléments importants du réseau de distribution pourront être mis en mémoire sous une forme qui permettra un accès rapide à tous ceux qui sont concernés par la gestion quotidienne et la planification des réseaux de distribution.

## 3.3

L'amélioration des programmes en régime permanent permet d'agrandir leur champ d'utilisation en y incluant des éléments qui ne sont pas des conduites dans les réseaux et de résoudre des problèmes comportant des inconnues mixtes, c'est à dire en dehors des paramètres normaux pression et débit.

## 3.4

Une importante modification récente a été la mise au point d'une simulation de réseau intégrant le temps. Les programmes basés sur ce principe permettent d'étudier un réseau de distribution d'eau sur les 24 heures d'un cycle d'exploitation en tenant compte des variations de la demande.

## 3.5

L'analyse par ordinateur de réseaux importants et compliqués n'exige plus l'utilisation de très gros ordinateurs; des mini ou micro-processeurs avec une pile convenable de disques accomplissant le travail.

## 3.6

Les besoins de traitement centralisé peuvent être substantiellement réduits par:

- (a) reclassement pour ordinateur des numéros des noeuds et utilisation d'une technique de décomposition de matrice pour réduire les besoins en équations matricielles;
- (b) utilisation de disques mémoires pour toutes les données d'entrée et les tableaux de variables;
- (c) division du programme en trois liasses d'éléments primaires de sous-programmes qui peuvent se relayer.

## 3.7

De cette façon, on peut traiter avec un ordinateur de 35 K seulement de mémoire centrale un réseau comportant jusqu'à 1000 noeuds, 1400 conduites, 35 pompes, 20 surpresseurs ainsi que les vannes réductrices de pression et les réservoirs associés. Cela représente environ le dixième des besoins de certains programmes couramment utilisés. En utilisant à plein la capacité de mémoire relativement importante des disques, on peut stocker et retrouver rapidement et facilement quand et comme les gestionnaires en ont besoin 25 réseaux et plus. La facilité d'accès signifie naturellement qu'il est probable que l'on se servira de plus en plus des programmes disponibles et qu'en certains cas on fera un meilleur usage des possibilités d'appel en ligne.

## 4 Interface homme-machine effective

### 4.1

Au fur et à mesure que l'analyse de réseau par ordinateur devient partie intégrante de la gestion de routine, des dispositifs rapides d'entrée et de sortie sont mis au point. Les techniques de codage ont une importance particulière. On peut utiliser un codeur pour enregistrer les coordonnées des fonctions de conduite et, à partir de cette conduite, calculer automatiquement les longueurs et les enregistrer dans le fichier de données d'entrée pour évaluation du programme. Les pressions aux noeuds et les consommations peuvent être également entrées pendant le processus de codage.

Là où l'on emploie des codeurs pour le stockage et la mise à jour des enregistrements principaux, une liaison avec les données d'analyse assurera que les programmes sont tenus à jour. Ce dispositif facilite la production de diagrammes bien étiquetés de réseaux montrant des résultats tels que les débits et les pressions aux noeuds.

### 4.2

Bien qu'il ne diminue pas nécessairement le coût de l'étude des réseaux, une interface convenable homme-machine réduit le travail et les coûts d'ordinateur pour une simple analyse et par conséquent permet d'examiner plus d'alternatives et de faire des études plus complètes. Cela doit conduire à une conception améliorée, à un meilleur rendement du réseau et à une utilisation plus fréquente.

## 5 Gestion de l'exploitation

### 5.1

La plus grande part des investissements en capital de la plupart des distributions d'eau est attribuable à leur réseau de distribution d'eau, y compris les conduites principales, et cependant peu de directeurs de services peuvent honnêtement dire que ce réseau est utilisé à l'optimum de sa capacité. Trop souvent des travaux supplémentaires sont exécutés pour résoudre des problèmes qui auraient pu l'être sans dépense inutile simplement en agissant sur l'information dérivée d'une analyse par ordinateur des parties constitutives du réseau.

### 5.2

Quand le réseau de distribution est surmené et quand les consommateurs ne reçoivent pas le niveau normal de service, ce n'est pas parce que la totalité du réseau est utilisée à sa capacité de pointe. Une grande partie du réseau sera sous-utilisée tandis qu'une autre sera surchargée au point que la pression chez certains consommateurs tombe au dessous du minimum acceptable en raison d'une perte de charge excessive. L'analyse des vitesses dans les réseaux en période de pointe montre que souvent 7% seulement du réseau montre des vitesses dépassant 1 m/s alors que 70% peut-être montre des vitesses inférieures à 0,5 m/s. Dans une telle situation, il y a un large champ pour l'analyse du réseau afin de déterminer les modifications des méthodes d'exploitation qui pourront amener un meilleur équilibre et améliorer le rendement en service du réseaux existant.

### 5.3

Basiquement, on dispose de deux types de programmes d'analyse de réseau:

- (a) les programmes en régime permanent, qui analysent le réseau à un moment déterminé, par ex. lors de la pointe de consommation;
- (b) les programmes de simulation intégrant le temps, qui peuvent analyser le réseau pendant une période telle qu'un cycle journalier en tenant compte des variations de la demande et des cycles de pompage.

Chacun de ces programmes a son rôle à jouer et ensemble ils aident puissamment à mieux comprendre comment le réseau fonctionne effectivement et non plus comment on imagine qu'il fonctionne. De plus, tous deux peuvent servir à faire ressortir les modifications nécessaires dans les méthodes d'exploitation pour optimiser l'utilisation de réseau.

### 5.4

Pour tirer plein avantage de l'analyse du réseau, il est nécessaire d'identifier d'abord les déficiences provenant des conduites existantes, de la disponibilité des équipements et des méthodes d'exploitation. L'étape suivante est de déterminer les changements et améliorations nécessaires pour atteindre les normes de services prescrites à un coût économique. Il est surprenant de voir le nombre de cas où les problèmes peuvent être résolus avec un minimum de dépense.

### 5.5

Inutile de dire que la collecte et la préparation de bonnes données sur place est un élément essentiel du processus. Dans le passé on n'y a pas apporté tout le soin nécessaire, peut être en raison du type et de la qualité des appareils disponibles, et en partie aussi parce que le personnel responsable ne comprenait pas et ne se sentait pas concerné. Les appareils améliorés maintenant disponibles, y compris les enregistreurs à cassettes pour les mesures de pression, devraient aider à améliorer la qualité des données d'entrée et réduire les frustrations que l'on éprouve quand on essaye d'équilibrer les réseaux.

### 5.6

Les analyses en régime permanent permettent de calculer la rugosité des conduites, les vitesses et les pressions qui, quand elles sont simulées aux débits de pointe permettent de reconnaître:

- (a) les parties surchargées du réseau,
- (b) les zones dont le vannage et l'alimentation sont inefficaces,
- (c) les régions où la pression est excessive (d'où pertes élevées),
- (d) la sensibilité à la modification de données choisies,
- (e) les conduites de mauvaise qualité,
- (f) les fuites.

### 5.7

Les simulations intégrant le temps peuvent être utilisées pour aider à rendre efficace l'exploitation du réseau dans son ensemble. Les captages, réservoirs et stations de pompage représentent une grande partie des investissements et il est impératif de les utiliser de façon économique. Avec l'augmentation du coût de l'énergie, il est encore plus important de s'assurer que les tarifs de l'électricité et les caractéristiques de pompes sont choisis pour permettre la meilleure utilisation du réseau.

### 5.8

Une combinaison des analyses de simulation en régime permanent et intégrant le temps peut être utile pour les réseaux comportant de nombreux réservoirs, où les fluctuations des réserves et des entrées et sorties dans le réseau en réponse aux variations de consommation deviennent complexes, mais les programmes permettent d'obtenir et de prédire des informations critiques. Cela comprend, pour chacun des réservoirs, le volume de stockage utile, la réserve de secours minimale et la vitesse de remplissage après les alertes. Le bon emploi de ces informations oblige généralement à repenser les horaires de marche et les plans de secours. Il est fréquent que l'on n'utilise pas au mieux les capacités utiles des réservoirs; les méthodes d'exploitation vont des tentatives de les maintenir aussi pleins que possible pendant tout le cycle journalier au désir frénétique d'exploiter au maximum les tarifs électriques en tirant exagérément sur les réserves de secours. Il faut tenir un bon équilibre entre ces extrêmes. Grâce aux prédictions données par l'analyse, on peut fixer des règles d'exploitation qui donnent un bon équilibre heure par heure entre le stockage utile et les besoins de secours. L'incorporation de telles courbes de prédiction dans un réseau de télécommande avec des niveaux d'alarme variables dans le temps est la suite logique de cette étude et on la trouve désormais dans certains des systèmes de télémetrie les plus récemment installés.

### 5.9

La capacité des modèles de simuler les réseaux dans des conditions variables de consommation et d'exploitation est utile pour la mise au point de plans contingents tenant compte des éclatements, incendies, sécheresses, etc . . .

### 5.10

On a peut être insuffisamment utilisé l'analyse des réseaux pour définir et raffiner les besoins des zones de pression en vue de maintenir les pressions au minimum compatible avec un service au consommateur défini. Les zones équipées pour desservir convenablement tous les consommateurs aux heures de pointe fonctionnent inévitablement à des pressions plus élevées qu'il n'est nécessaire la plupart du temps. Les pressions élevées pendant la nuit sont particulièrement désavantageuses car les pertes augmentent et les conduites sont plus vulnérables aux éclatements dus aux coups de bélier. Le réaménagement des zones associé à la réduction des pressions peut amener une réduction significative des pertes. Dans deux cas récents, la Wessex Water Authority a obtenu ainsi des réductions de 25 et 30% des débits minimaux de nuit.

### 5.11

La tendance est de passer de captages individuels alimentant des régions particulières à des réseaux intégrés dont les captages peuvent se compléter et s'aider mutuellement. On obtient ainsi une plus grande souplesse et une plus grande sécurité d'alimentation, mais on n'aboutira à un bénéfice d'exploitation total que si on analyse l'ensemble du réseau pour:

- (a) déterminer le schéma le plus économique d'utilisation du captage en tenant compte de toutes les dépenses;
- (b) vérifier les effets sur les débits et les pressions qui résultent des divers schémas d'utilisation des captages;

- (c) préparer des plans tenant compte de l'analyse pour fixer les dispositions à prendre en cas de défaillance des captages les plus vulnérables pour sécheresse ou autre cause.

## 5.12

Il n'est pas suffisant d'analyser les réseaux, de préparer des plans et de fixer des règles d'exploitation. Il importe aussi de s'assurer qu'il y a un feed-back constant depuis l'exploitation de sorte que l'on puisse comparer en permanence les prédictions et les résultats. Cela permet d'examiner toutes les déficiences tout en fournissant des informations qui permettront de raffiner les procédures d'analyse. Il faut soigneusement réfléchir aux besoins en feed-back car si on en perd le contrôle en raison d'un désir excessif d'informations, il peut en résulter une masse de papier qui ralentira les actions correctives. Le principe de rendre compte des incidents exceptionnels est peut être la meilleure approche, mais il exige la confiance entre les intéressés. L'établissement d'instructions et de limites de déviation acceptables est l'élément essentiel de cette approche.

## 5.13

Le feed-back d'informations depuis les exploitants doit être complété par l'envoi d'information et de commentaires depuis le centre. A défaut, ceux qui sont sur le tas en viendront vite à penser qu'ils ne sont que des pourvoyeurs, leur intérêt ne se maintiendra pas et leurs observations et la qualité de leurs rapports diminuera.

## 6 Minisation des coûts d'exploitation

### 6.1

Il existe maintenant des programmes pour simuler l'exploitation de réseaux complets dans le but de minimiser les coûts d'exploitation à l'intérieur des contraintes résultant des captages, des capacités des conduites, de celles des pompes, du volume des réservoirs, etc... Ces programmes peuvent aussi donner des informations pour minimiser la consommation d'énergie et aider à planifier les travaux neufs.

### 6.2

Dans un district comptant 197000 âmes, on a récemment établi le modèle d'un réseau qui a pu être réduit à 28 captages, 25 réservoirs, 27 zones de consommation, 47 pompes alimentaires, 24 surpresseurs et 130 conduites. Pour l'analyse, l'année a été divisée en 3 saisons et chaque journée en 16 heures de consommation élevée et 8 heures de consommation faible. Les pointes étaient exprimées en proportion du jour moyen. Les contraintes prises en compte incluaient les droits de puisage, le débit des pompes alimentaires et des surpresseurs, les tarifs de l'électricité, la consommation des diverses zones et la capacité des conduites. L'analyse a montré:

- (a) que certaines conduites avaient une capacité insuffisante;
- (b) qu'il y avait des capacités de réserve inemployées même en période de pointe;
- (c) un manque de souplesse;
- (d) une sous utilisation de certains réservoirs;

- (e) pas de justification immédiate pour certains travaux d'amélioration inclus dans le programme de financement;
- (f) modifications indispensables dans la méthode d'exploitation pour minimiser les coûts.

Le travail à venir consistera en la préparation de programmes opérationnels saisonniers ou pour de courtes périodes afin d'utiliser à plein la capacité des réservoirs, minimiser les frais de pompage et classer les captages par ordre de prix de revient pour en tenir compte dans les plans de pompage.

## 7 Planification et étude des travaux d'extension des réseaux

### 7.1

En beaucoup de pays, la planification s'effectue sur un arrière-plan de changements et d'incertitudes. Les changements dans les tendances de la consommation en eau, l'emploi de nouveaux matériaux, la consommation par les industriels et les coûts de l'énergie dans un contexte d'inflation font qu'il est essentiel de s'assurer que le capital est dépensé intelligemment sur une base objective plutôt que subjective. L'accent doit être mis sur l'importance de consacrer du temps et du soin à prévoir et à gérer les pointes de consommation, à calculer les dépenses résultant des différents schémas de consommation et à planifier les dépenses pour atteindre les objectifs choisis.

### 7.2

Les bases de la planification doivent d'abord être d'assurer que le réseau existant est utilisé à son optimum, puis de déterminer les travaux nécessaires pour réaliser les objectifs fixés à un prix minimal.

### 7.3

Deux exemples récents des économies qui résultent de l'utilisation de l'analyse de réseau dans la région du Wessex sont une économie de 300000 livres sur un projet de 700000 livres, et l'abandon d'un projet de 110000 livres en faveur d'un autre de 10000 livres. L'engagement dès l'origine d'un certain capital pour obtenir des économies théoriques à long terme doit mettre en balance l'importance des dépenses en capital initiales et l'incertitude des estimations de population future, de consommation spécifique et des variations de la demande. Dans ce cas, l'analyse de réseau a un rôle important à jouer. Elle facilite l'approche souple, pas à pas, des problèmes dont les solutions peuvent être appliquées où et quand elles sont nécessaires et être cependant commandées non seulement par les besoins immédiats, mais aussi par la couverture logique des exigences à long terme. Cette approche permet de pratiquer les investissements en capital où et quand l'analyse de la tendance montre que cela devient nécessaire; chaque décision peut naturellement s'appuyer sur l'information la plus à jour disponible.

### 7.4

La clarté des objectifs est un préalable essentiel d'une bonne planification et dans ce contexte la norme de service aux consommateurs, y compris la pression dans les immeubles, est déterminante. Si certaines insuffisances sont acceptables, elles doivent être clairement définies.



## 7.5

Pour utiliser à plein les modèles de réseaux, on peut considérer le niveau de service comme fonction de deux facteurs: le nombre de consommateurs affectés par une insuffisance de pression définie et le temps pendant lequel elle dure. De nombreux exercices sur le terrain associés aux informations téléométrées quand elles sont disponibles permettent de déterminer les demandes horaires sur 24 heures ainsi que les variations journalières et hebdomadaires au cours de l'année. Ces informations peuvent être utilisées dans des analyses de réseaux par simulation temporelle pour déterminer les pressions variables à travers le réseau pour des schémas de consommation appropriés. Comme mesure de performance de la distribution, on peut définir le niveau de service comme 100% moins un pourcentage dérivé de la proportion de consommateurs souffrant d'un manque de pression multipliée par les périodes pendant lesquelles cette insuffisance se manifeste. La dépense en capital pour améliorer un réseau de distribution et pour assurer divers niveaux de service peut être déterminée et modifiée pour aboutir à l'utilisation optimale du capital dans la situation financière prévalente. Il faut veiller à ne pas utiliser cette information hors de son contexte, car les ennuis dus au manque de pression ou au manque d'eau ne sont pas répartis uniformément dans la communauté, mais tendent à frapper à chaque fois les mêmes personnes, comme celles qui vivent dans les régions hautes. En outre, aux défaillances de service calculées se surimposent celles qui proviendront des éclatements, des arrêts des usines, etc . . . et là encore les faiblesses spécifiques du réseau tendront à concentrer les défaillances toujours dans les mêmes régions.

## 7.6

En structurant convenablement les équations du réseau, on peut préparer des programmes avancés pour calculer des paramètres autres que les pressions et les débits, tels que:

- (a) détermination des diamètres des conduites à renforcer;
- (b) Calcul du débit nécessaire, de la pression de pompage et de la puissance des nouvelles installations de pompage;
- (c) identification des parties du réseau qui sont surchargées et de sa sensibilité à des modifications de données d'entrée choisies, par ex. augmentation du diamètre des conduites, relèvement de la pression de pompage, etc . . . ;
- (d) classement des conduites par ordre de priorité pour le programme de nettoyage et de restauration des tuyaux;
- (e) préparation des programmes d'exploitation;
- (f) emplacement, niveau et volume des réservoirs nécessaires dans l'avenir.

Bien que le coût du temps d'ordinateur pour l'analyse intégrant le temps puisse atteindre vingt fois celui des analyses en régime permanent, les économies qu'elle permet dans le calcul et l'exploitation du réseau rendent son emploi intéressant.

## 7.7

L'un des avantages les plus importants que l'on puisse tirer de l'utilisation judicieuse de la simulation de réseau en régime permanent et en intégrant le temps est sa capacité d'explorer le réseau dans son ensemble et d'aboutir à la compréhension des inter-relations en jeu. L'analyse prospective à partir des informations dérivées des analyses de tendance permet d'identifier les

problèmes susceptibles de surgir, en temps utile pour permettre de prendre les mesures préventives avant que les troubles se manifestent en fait. Plus simplement, cela veut dire que les travaux et les programmes d'exploitation peuvent être planifiés et exécutés en temps utile avant que les consommateurs aient été affectés. Si l'on ne prend pas les mesures nécessaires pour identifier et rectifier les "catastrophes frôlées" d'aujourd'hui, elles deviennent les défaillances de demain.

# 8 Aspects qualité de l'eau

## 8.1

Dans beaucoup de réseaux de distribution, le maintien d'une fourniture continue d'eau de haute qualité dépend du remplacement ou de l'amélioration du réseau de conduites. La recherche des tuyauteries de mauvaise qualité est simplifiée par l'emploi de modèles de réseaux qui facilitent l'adoption d'un programme stratégique de remplacement des conduites. Dans un travail important de remplacement de conduites ou de nettoyage et revêtement de tuyaux, les solutions données par l'ordinateur aident à établir la séquence des travaux en signalant les conduites qui peuvent successivement être mises hors service au fur et à mesure de l'avancement des travaux d'amélioration.

## 8.2

Les problèmes de qualité de l'eau susceptibles de se rencontrer en raison d'une possible stagnation de l'eau dans les réservoirs et les conduites peuvent être facilement analysés grâce aux modèles, et une meilleure exploitation du réseau peut supprimer les problèmes analysés. Le modèle peut également être utilisé pour étudier le mélange des eaux de diverses sources, ce qui permet d'apprécier les aspects qualité de l'eau qui en dérivent.

## 8.3

Là où un réseau de distribution reçoit des eaux de qualité variable, des effets inacceptables peuvent s'en suivre, souvent au déplaisir du consommateur. Il est donc souhaitable de comprendre comment cela se produit et d'essayer de réduire ces effets au minimum. Les pires effets en ce qui concerne les consommateurs surviennent probablement lorsqu'il y a des changements soudains dans la qualité de l'eau alimentant une région. Il est donc important de connaître la distribution des eaux des diverses qualités dans tout le réseau, comment elle varie avec l'état de la demande et quelles mesures peuvent être prises pour maintenir la fluctuation de la qualité de l'eau à un niveau raisonnable.

## 8.4

Le mélange contrôlé d'eaux mutuellement indésirables peut se faire par des manoeuvres de vannes appropriées ou d'utilisation de réservoirs suivant des procédures identifiées optimales. Cette procédure peut intéresser le mélange proportionnel correct d'eaux douces et dures pour éviter l'entartrage possible des conduites. D'autres situations qui se prêtent à l'analyse par modèle sont:

- (a) les essais pour minimiser les dépôts d'oxyde de fer lors du mélange avec de l'eau dure d'eau douce contenant du fer;

- (b) le mélange contrôlé pour la dilution d'eau à forte teneur en nitrate;
- (c) le mélange contrôlé d'eau à forte teneur en acide carbonique pour réduire la corrosion lorsque l'aération n'est pas possible;
- (d) le mélange d'eau dure contenant des chlorures pour prévenir la dézincification.

## 8.5

L'analyse sur modèle peut aider à comprendre ce qui arrive et elle joue un rôle important dans la préparation des règles l'exploitation visant à minimiser l'impact sur les consommateurs. La tenue d'analyses de qualité de l'eau sur les mêmes bases de données que pour le réseau de conduites aide à vérifier que le déroulement des études sur modèle relatives à l'efficacité de l'exploitation tient compte des effets de la qualité de l'eau.

## 9 Autres développements dans la gestion opérationnelle

### 9.1

Depuis des années la télémétrie joue un rôle sans cesse croissant dans la gestion des réseaux de distribution d'eau, mais en général, cette télémétrie a été conçue autour des captages, des stations de pompage, des réservoirs et des grosses conduites. Il est rare que l'on ait essayé d'installer cette télémétrie autour de coeur du réseau de distribution, là où les effets pour le consommateur sont immédiats. Le moment est venu de rectifier cette déficience.

### 9.2

L'analyse de réseau peut être utilisée pour aider à concevoir un système de télémétrie basé sur le contrôle et la mesure des débits dans des zones de distribution discrètes d'une manière qui ajuste automatiquement les vannes afin de maintenir les pressions à un niveau préfixé réglable nécessaire pour faire face aux variations diurnes de la consommation de la zone. En outre la préparation de courbes de prédiction de la tendance heure par heure pour la consommation des zones clés, des volumes en réservoirs, etc . . . permet de les utiliser comme élément du software d'un schéma de télémétrie pour comparaison avec des valeurs mesurées. Des alarmes variables donneront sans retard l'alerte pour que le contrôleur puisse prendre les mesures nécessaires. En certains cas, cela pourra prendre la forme d'une transmission d'informations vers un programme d'analyse hors ligne qui déterminera la méthode la meilleure et la plus économique de corriger le trouble. Le transfert des entrées de télémétrie en temps réel vers un programme d'analyse préparé assurera que les mesures correctives prises pour soulager les situations anormales résultant d'éclatements de conduites, pannes de pompe, incendie, etc . . . ne transféreront pas simplement le problème à un autre endroit.

### 9.3

Les ordinateurs ont ouvert de nouveaux horizons dans la gestion de l'eau et, pour exploiter la technologie disponible à plein, une approche intégrée est nécessaire.

Le stockage des données dans les mémoires doit être conçu de manière à permettre l'extraction et le transfert facile de données vers les modèles de réseaux pour permettre de surmonter les problèmes d'exploitation. Pendant un certain nombre d'années, les services d'eau ont employé des ordinateurs pour établir les quittances, mais l'intérêt de cette technique n'a peut-être pas été exploité à fond. Par exemple, si l'on référence les compteurs dans le réseau, leur emplacement et leurs lectures peuvent être facilement reliés au modèle de réseau et automatiquement intégrés dans des entrées d'analyse. Il en est de même pour les informations provenant de la surveillance télémétrique; si on y pense à l'avance au stade de la planification, on peut facilement prévoir le transfert de données pour analyse par des ordinateurs auxiliaires sous une forme qui crée le minimum de difficultés.

## 9.4

Mais il faut être prudent: la sophistication ne doit pas être développée simplement parce que de nouvelles technologies sont disponibles. Avant de s'embarquer dans un programme suivant les principes que nous venons de décrire, il faut tenir compte des bénéfices éventuels à court et à long terme pour pouvoir décider où tracer la ligne entre un simple système manuel avec une interface d'ordinateur limitée et un système entièrement intégré avec une interface virtuellement automatique entre la télémétrie en ligne et une analyse par ordinateur hors ligne entièrement préparée. Dans quelques cas peut-être, un système complètement en ligne sera justifié.

## 10 Conclusion

### 10.1

Ce rapport s'est limité aux aspects les plus larges de l'analyse de réseau et des bénéfices qu'elle peut apporter à la gestion quotidienne et à la planification. En général l'intérêt des exploitants pour ce concept est moins que chaleureux et l'équipe à l'autre bout de la ligne doit en tenir compte.

### 10.2

Les ressources financières deviennent de plus en plus rares et, en conséquence, les investissements réalisés doivent être exploités au maximum, et cependant la plupart des réseaux de distribution réclament une utilisation plus efficace.

### 10.3

Du côté technique, la gamme des techniques disponibles s'élargit presque chaque jour et, pour en tirer pleinement parti, il faut former le personnel nécessaire affecté à l'utilisation et au développement de l'analyse de réseau pour l'ensemble du spectre de l'alimentation en eau. Le défi posé aux responsables est urgent, mais la récompense en efficacité et en rapport qualité-coût sera substantielle. C'est la tâche des responsables de prendre effectivement la tête et de s'engager dans une action qui élèvera la distribution de l'eau à sa juste place dans la gestion des services d'eau. Le bénéfice ultime en sera ressenti par ceux qui servent toute l'industrie: les consommateurs.

# The integration of network analysis into distribution management – Part I

**R. Huntington**

Divisional Director, Wessex Water Authority, G.B.

## 1 Introduction

### 1.1

The maintenance of an efficient water supply to consumers is only possible if design and operation of distribution systems are managed effectively. Distribution systems are complex and comprehensive factual information relating to the performance of their constituent parts is not readily available unless positive efforts are made to provide data from good instrumentation and full use is made of network analysis techniques. Unfortunately, there has been a tendency to use such techniques only on an ad hoc basis; the time is now opportune for computerised analysis to be integrated into normal distribution management as a management tool for day to day operations and as an essential stage in forward planning of improvements.

### 1.2

While much has been achieved over the past few years, there is a need to reap the benefits which can be derived from accelerating this work, exploiting techniques already available and developing them to meet future requirements. Advances in computer technology should be used to create new horizons for the design and operation of distribution systems to the overall benefit of consumers.

## 2 Historical

### 2.1

Water supply distribution networks are made up of a complex inter-linked system of pipes and ancillary works and while behavioural patterns of individual parts can be readily understood, the interplay between variables is too complicated to allow complete understanding without the use of model techniques. The development of models has progressed over the years basically along two paths – electrical analogue, and numerical solution using digital computers.

### 2.2

The electrical analogue system goes back to the early 1930s and uses electric models of networks in which fluid flows and pressures are represented by electrical currents and voltages. Pipes are represented by circuit elements which reproduce electrical equivalents to hydraulic properties of pipes. Until the “direct” analyser technique using tungsten filament lamps was developed around 1950 non-linearity of pressure/flow relationships meant that only iterative solutions were possible. Over the years many of the inherent weaknesses of this system

of modelling have been largely overcome not least as a result of the dramatic changes in electronics whereby integrated circuits could be used to replace circuits formed from conventional discrete components. Nevertheless, the popularity it enjoyed is receding as computers become more widely available, versatile and cheaper.

### 2.3

The first numerical methods extensively used for analysing networks were based on the Hardy Cross approach and in the late 1950s successful use of computer programs was reported. For many years progress was slow, this being due to a number of reasons, not least engineers’ lack of familiarity with computers.

### 2.4

There have been many numerical methods used, with individual programs working in different ways, some solving equations on loops, some on nodes and all have their strengths and weaknesses. Some can be expensive in computer time; some have limited robustness, while others are good for taking account of ancillaries such as pumps and valves. No doubt the preparation of future programs will be aimed at building on strengths and eliminating weaknesses.

## 3 Advances in computer technology

### 3.1

Dramatic advances in computer hardware and software associated with large improvements in cost efficiency of computer planning have rendered more traditional methods of design planning obsolete. Furthermore, the mystique and suspicion which tended to surround computers have been cast aside as engineers have obtained a better understanding of them and, in consequence, computers are now regarded as normal day to day management tools.

### 3.2

Advances in computer technology have provided equipment with much improved capability and enabled programs to be developed to speed computing and increase flexibility. The development of micro processors in association with high speed disc storage is hastening progress towards the time when all important elements of the distribution system can be held on computer files in a form which allows quick access by those concerned in day to day management and planning of distribution systems.

### 3.3

Improved steady-state programs provide facilities which extend the scope of their use to include representation of non-pipe elements in the distribution system and solve problems containing mixed unknowns i.e. outside the normal pressure and flow parameters.

### 3.4

A recent important change has been the development of time-dependent network simulation. Programs based on this make it possible to examine a water supply system over a full 24 hour operating cycle taking account of changing patterns of demands.

### 3.5

The computer analysis of large and complicated water distribution systems no longer requires the use of very large computers; mini or micro processors with a suitable disc pack can now perform the task.

### 3.6

Central processing requirements can be reduced dramatically by:

- (a) computer reordering of node numbers with the utilisation of a sparse matrix technique to reduce matrix equation requirements;
- (b) using disc storage for all input data and variable arrays;
- (c) dividing the program into three primary element files of sub-routines which can be overlaid.

### 3.7

In this way a network with up to 1,000 nodes, 1,400 pipes, 35 supply pumps, 20 boosters and associated pressure reducing valves and reservoirs can be accommodated on a computer with only 35K of c.p.u. memory. This is about one-tenth of the requirement for some programs in common use. By making full use of the relatively large storage capacity of discs 25 or more networks with their solutions can be stored and available for rapid and easy retrieval as and when required by management. Ease of access does, of course, mean that there is an increased likelihood that fuller use will be made of available programs and in some cases better use of direct on-line facilities.

## 4 Effective man-machine interface

### 4.1

As computerised network analysis becomes part of routine management, labour and time saving input and output devices are being developed. The use of digitiser techniques is a particular relevance. A digitiser can be used to record the coordinates of pipe functions and from this pipe, lengths can be computed automatically and recorded on the input data file for program evaluation. Node elevations and demands can also be entered during the digitising process. Where digitisers are used for the storage and up-dating of mains records, a link with the analysis data will ensure that programs are kept up to date. This arrangement facilitates the production of well-labelled diagrams of networks showing results such as flow rates and node pressures.

### 4.2

Although not necessarily decreasing the cost of systems evaluation, convenient man-machine interface reduces labour and computer costs for a single analysis and, consequently, permits more alternatives to be examined and more complete studies to be evaluated. This should lead to improved design, better system performance and more frequent usage.

## 5 Operations management

### 5.1

The major proportion of most water undertakings' capital investment is attributable to its distribution network, including trunk mains, yet few waterworks managers can honestly say that these are used to their optimum efficiency. All too often additional capital schemes are commissioned to overcome problems which could be resolved without new works by acting on information derived from computerised analysis of the constituent parts of the network.

### 5.2

When distribution systems are over-stretched and consumers are not receiving the prescribed standard of service it is not because the whole system is being used to its peak capacity. A large proportion will be under-utilised, while some will be over-stressed to the extent that head loss is excessive, resulting in pressures at some consumers' premises falling below the acceptable minimum. Analyses of velocities in networks during peak periods show that often only about 7% of the network has velocities over 1m/s while perhaps 70% has velocities below 1/2m/s. In such a situation there is wide scope for analysing the system to ascertain what changes in methods of operation can bring about a better balance and improved efficiency in use of the available network.

### 5.3

Basically two types of network analysis program are available:

- (a) steady-state programs which analyse the system at a fixed point in time e.g. peak demand period;
- (b) time-dependent simulation programs which can analyse the system over period of time such as a daily cycle, taking account of changing demand and pumping patterns.

Each has its part to play and together they provide strong aids towards better understanding of how the system actually operates as distinct from how it is thought to operate. Furthermore, both can be used to highlight changes needed in operational methods to optimise system use.

### 5.4

To gain full advantage from network analysis it is first necessary to identify shortcomings arising from existing pipework, equipment availability and methods of operation. The next step is to assess changes and improvements needed to meet prescribed standards of service, at an economic cost. It is surprising how often problems can be solved with minimal capital outlay.

## 5.5

Needless to say, the collection and preparation of good field data is an essential element in the process. In the past this has not been given the care and attention it warrants, perhaps partly because of the type and quality of instrumentation available and partly because of the lack of understanding and commitment on the part of some staff involved. Better instrumentation now available, including compact cassette tape recorders for pressure measurements should help improve the quality of input data and reduce frustrations which arise when attempting to balance networks.

## 5.6

Steady-state analysis can calculate pipeline roughness, velocities and pressures, which when simulated at peak flows can identify:

- (a) over-stressed parts of the system,
- (b) inefficient valving and supply zones,
- (c) areas of excessive pressures (hence high waste),
- (d) sensitivity to changes in selected data,
- (e) poor quality pipes,
- (f) leakages.

## 5.7

Time-dependent simulation can be used as an aid to efficient operation of the overall system. Sources, reservoirs and pumping stations represent a large amount of capital and it is imperative that cost effective use is made of them. As energy charges increase it is even more important to ensure that electricity tariffs and pump patterns are chosen to make the best use of the overall system.

## 5.8

A combination of steady-state and time simulation analysis can be valuable when dealing with a system containing multiple storage facilities. In these cases fluctuations in storage, system inflows and outflows in response to varying consumption become complex, but the programs enable critical information to be obtained and predicted. This includes, for each individual reservoir, the volume of live storage, minimum emergency reserve and the speed of refilling following emergencies. Good use of this information usually results in the need to re-think operating schedules and emergency plans. Frequently optimum use is not made of available reservoir storage; methods of operation range from attempting to keep them as full as possible over the daily cycle to an over zealous desire to exploit electricity tariffs to the full with overdrawn emergency storage. A correct balance needs to be kept between these extremes. The use of predictive analysis can establish operating rules which provide a good balance hour by hour between emergency and live storage. The incorporation of such predictive curves into a telemetry monitoring system with time based variable alarm levels is the logical development of this process and is now being incorporated in some of the newer telemetry systems being installed.

## 5.9

The ability of network models to simulate distribution systems under varying consumption and operational conditions is of assistance in the development of contingency plans arising from bursts, fire-fighting, drought etc.

## 5.10

Perhaps insufficient effort has been given to the use of network analysis to identify and refine pressure zone requirements with a view to keeping pressures to the minimum compatible with providing the prescribed standard at consumers' premises. Zones arranged to ensure satisfactory supplies to all consumers in peak demand periods inevitably operate at higher pressures than necessary for a large proportion of time. High night pressures are particularly disadvantageous in that waste increases and pipes are more vulnerable to bursts from surge effects. Re-zoning associated with lowering of pressures can result in significant reductions in waste. In two recent cases in the Wessex Water Authority's area minimum night flows have been reduced by 25% and 30%.

## 5.11

The trend is to switch from individual sources supplying particular areas towards integrated systems whereby sources can complement and supplement each other. This enhances flexibility and provides greater security of supply, but full operational benefits will not be obtained unless the overall system is analysed to:

- (a) assess the most economic pattern of source usage taking all costs into account;
- (b) ascertain the effects on flows and pressures that result from varying patterns of source utilisation;
- (c) prepare plans following analysis to determine courses of action to be taken should more vulnerable sources fail due to drought or other causes.

## 5.12

It is not sufficient to analyse systems, prepare plans and set down operating rules. It is essential also to ensure that there is constant feed-back from operations so that comparison can be made between predictions and results. This enables any deficiencies to be examined and corrective action taken and it also contributes information which can be used to refine analysis procedures. Careful thought should be given to feed-back requirements, because if this gets out of balance due to an over zealous desire for information, it can result in an excess of paperwork with consequent slow-down in remedial action. The principle of exception reporting is perhaps the best approach, but this needs confidence in each of the parties involved. The establishment of guidelines and allowable deviation limits should be an essential part of this process.

## 5.13

Feed-back of information from field staff must be complemented by information and comment from the centre. Unless this happens those in the field will soon start thinking they are only providers, their interest will not be held and their observance and quality of reporting will diminish.

## 6 Minimising operating costs

### 6.1

Programs are now available for simulating the operation of complete distribution systems with the object of minimising operating costs within constraints associated

with abstractions, pipeline capacities, pumping capacities reservoir storage etc. The programs can also provide information for minimising energy consumption and act as an aid to new works planning.

## 6.2

Recent work in a district covering a population of 197 000 modelled a system which was suitably reduced to 28 sources, 25 service reservoirs, 27 demand zones, 47 source pumps, 24 booster pumps and 130 pipelines. For analysis the year was divided into 3 seasons and each day was divided into a 16 hour high demand period and an 8 hour low demand. Peaks were expressed as a proportion of the average day. Constraints taken into account included abstraction licences, source pump outputs, booster pump outputs, electricity tariffs, demand zone consumptions and pipeline capacities. The analysis showed:

- (a) certain pipelines with inadequate carrying capacity;
- (b) unexploited spare capacity even in periods of peak demands;
- (c) lack of flexibility;
- (d) under-utilisation of some reservoirs;
- (e) no immediate justification for some improvement schemes included in the capital programme;
- (f) changes needed in method of operation to minimise costs.

Future work will be concerned with preparing seasonal and short period operational programmes to make full use of reservoir storage, minimise pumping costs and rank sources in order of costs for inclusion in pumping schedules.

## 7 Planning and design development of distribution systems

### 7.1

In many countries planning is taking place against a background of change and uncertainty. Changes in water consumption trends, use of new materials, industrial usage and energy costs within a framework of inflation, make it essential to ensure that capital is spent wisely on an objective rather than a subjective basis. Emphasis must be placed on the importance of devoting time and care to the forecasting and managing of peak demands, identifying costs which different patterns of demand generate and planning distribution expenditure to achieve chosen objectives.

### 7.2

Planning should be based on first ensuring that the existing system is being used to its optimum, then identifying the works needed to achieve the set objectives at an economic cost.

### 7.3

Two recent examples of savings which resulted from the use of network analysis in the Wessex area was a £300 000 saving on a £700 000 scheme and a £110 000 scheme was able to be abandoned in favour of a £10 000 scheme. The commitment or early capital expenditure to achieve theoretical long term savings must be set against high initial outlay and uncertainty regarding estimates of future population, per capita consumption and patterns of demand. In such circumstances, network

analysis has an important part to play. It facilitates a flexible step by step approach to problems where solutions can be implemented as and when required and yet be related not just to immediate needs, but also provide a logical contribution towards meeting long term requirements. This approach allows for capital expenditure to be committed as and when trend analysis shows it to be necessary and each assessment can, of course, use the most up-to-date information available.

### 7.4

Clarity of objectives is an essential prerequisite of good planning and in this context standard of service to consumers is paramount, including pressure to be achieved at premises. If certain shortfalls are acceptable they should be clearly defined.

### 7.5

In order to utilise fully network models, level of service may be considered to be a function of two factors: the number of consumers affected by a defined inadequate pressure and the period over which it lasts. Extensive field exercises associated with telemetered information when available can be used to determine hourly demands over 24 hours, together with daily and weekly variations throughout the year. This information can be used in time simulation network analysis techniques to determine varying pressures throughout the distribution system for appropriate demand patterns. As a measure of distribution performance, the level of service may be defined as 100% less a percentage derived from the proportion of consumers suffering inadequate pressure multiplied by periods over which the inadequacy occurs. The capital cost of improving a distribution system to provide various levels of service can be determined and amended to give the optimum use of capital under the prevailing financial situation. One must beware of using this information out of context, because hardship due to low pressure or lack of water is not spread evenly throughout the community, the tendency is for the same people, such as those living in high areas, to be affected each time. Furthermore, superimposed on the calculated failures of service will be those arising from bursts, plant breakdown etc. and again specific weaknesses in the distribution system will tend to concentrate failures to localised areas.

### 7.6

By good structuring of system equations, advanced programs can be prepared to calculate parameters in addition to pressures and flows such as:

- (a) determination of pipe diameters for mains strengthening;
- (b) assess required flow, pumping head and horsepower of new pumping installations;
- (c) identify highly stressed parts of the pipe network and its sensitivity to changes in selected pieces of input data e.g. increases in main sizes, higher pump pressure etc.;
- (d) ranking of pipes in order of priority for a mains cleaning and restoration program;
- (e) preparation of operational programs;
- (f) location, level and volume of future reservoir storage requirements.

Although computer time costs for time simulated analysis may be up to twenty times that for steady-state analysis, the savings which they make possible due to better design and system operation make their use well worthwhile.

## 7.7

Perhaps one of the most important advantages which can be derived from the judicious use of steady-state and time-dependent network simulation is the ability to examine the whole system in its entirety and obtain an understanding of the inter-relationships involved. Predictive analysis using information derived from trend analysis can then identify problems which are likely to arise in adequate time to enable preventative measures to be taken before trouble actually arises. Put simply it means capital works and operational programs can be planned and executed at the right time before consumers are seriously affected. Unless suitable action is taken to identify and rectify today's "near misses" they become tomorrow's failures.

## 8 Water quality aspects

### 8.1

In many distribution systems the provision of a continuous supply of high quality water is contingent upon the replacement or upgrading of the mains network. Investigations into poor quality pipework is simplified by the use of network models and it facilitates the introduction of a strategic mains replacement program. In a major mains replacement exercise or cleaning and lining project, a series of computer solutions can assist the sequencing of work by demonstrating which pipes that can be taken out of service successively as the program of improvements progresses.

### 8.2

Water quality problems likely to arise due to the possible stagnation of water in reservoirs and mains can be readily analysed with networks, and a more effective operation of the system to eradicate these problems determined. The networks can also be used to study the mixing of waters from various sources so that assessment may be made on related water quality aspects.

### 8.3

Where a distribution system is carrying waters of varying quality unacceptable effects can result, often to the dissatisfaction of consumers. It is, therefore, desirable to understand how they occur and attempt to keep these effects to the minimum. Perhaps the worst effects as far as consumers are concerned occur where there are sudden changes in water quality feeding into an area. It is, therefore, important to know the distribution of waters of different quality throughout the pipe network, how it varies with pattern of demand and what steps can be taken to keep fluctuations in water quality to a reasonable level.

### 8.4

Controlled mixing of mutually undesirable waters may be achieved with appropriate valve operation or reservoir control following identified optimum procedures. This application may occur in relation to correct proportional mixing of soft and hard waters to avert possible scale deposition in the mains. Other situations which lend themselves to network analysis are:

- (a) attempts to minimise adverse water quality effects from rust formations resulting from mixing of soft water containing iron with hard water;
- (b) the use of controlled mixing as dilution for water with high nitrate content;
- (c) controlled mixing of water with high carbon dioxide values to reduce corrosion where aeration is not possible;
- (d) mixing of hard water containing chlorides to prevent dezincification.

## 8.5

Network analysis can help in the understanding of what is happening and play an important part in the preparation of operating rules to minimise impact on consumers. The keeping of water quality sample analyses on the same data base as the pipe network is of value and helps ensure that the running of network analysis programs for the achievement of operational efficiency has regard for possible adverse water quality effects.

## 9 Further developments in operational management

### 9.1

Over many years telemetry has been playing an increasing part in the management of water supply systems, but in general they have been designed around sources, pumping stations, reservoirs and bulk flows. Few attempts have been made to build telemetry round the main body of the distribution pipework where effects on consumers are immediate. The time has come when this deficiency should be rectified.

### 9.2

Network analysis can be used to help design a telemetry based on the control and monitoring of flows into discrete distribution zones in a manner which automatically adjusts valves to maintain pressures at any adjustable pre-set level needed to meet diurnal variations in zonal consumption. In addition the preparation of predictive hour by hour trend curves for key zonal consumptions, reservoir storage etc. enables them to be used as an integral part of a software based telemetry scheme for comparison with monitored values. Variable alarm-outs will give early warnings of corrective action needed by the controller. In some cases this may take the form of transferring information into an off-line network analysis program for analysis to ascertain the best and most economic method of overcoming the trouble. The transfer of real-time telemetry input into a prepared analysis program will ensure that corrective action taken to relieve abnormal situations arising from bursts, pump failure, fire-fighting etc. will not just simply transfer the problem to another location.

### 9.3

Computers have opened up new horizons in water supply management and to exploit available technology to the full an integrated approach is necessary. The storage of data on computer files should be designed in a manner which allows ready transfer and abstraction of data into analysis networks to help overcome operational problems. For a number of years water utilities have

used computerised billing, but the value of this work perhaps has not been fully exploited. For example, if meters are referenced into the distribution system, their location and readings can be readily linked to network models and automatically integrated into analyses inputs. The same applies to information derived from telemetry monitoring; proper forethought at the planning stage can result in easy transfer of data for off-line computer analysis and in a form which creates the minimum difficulty.

## 9.4

A word of caution is necessary: sophistication should not be developed simply because new technology and techniques are available. Before embarking on a program along the lines mentioned account must be taken of the benefits which are likely both in the short and long term, so that sound judgement can be brought to bear when deciding where to draw the line between a simple manual system with limited computer interface and a fully integrated system with virtually automatic interface between on-line telemetry and fully prepared off-line computer analysis. In a few cases perhaps a fully on-line system may be justified.

# 10 Conclusions

## 10.1

This paper has concentrated on the broader aspects of network analysis and the benefits it can bring in the field of day to day management and planning. In general management's commitment to the concept is less than wholehearted and this must colour the attitude of staff down the line.

## 10.2

Financial resources are becoming increasingly scarce and, therefore, the fullest possible use must be made of assets already available, yet most distribution systems still cry out for more efficient utilisation.

## 10.3

On the technical side the range of available techniques is widening almost daily, and to obtain full advantage adequate manpower resources must be trained and committed to the use and development of network analysis over the whole spectrum of water supply. The challenge of management is urgent, but the rewards in efficiency and cost effectiveness will be substantial. It is the task of management to provide a positive lead and commit themselves to a course of action which would elevate water supply distribution to its rightful place in waterworks management. The ultimate benefit will be felt by those whom all the industry serve – the consumers.



## Détermination des réseaux de distribution à l'aide de calculateurs électroniques – Partie II

par Hubert Meier

Hubert Meier SA, Ingénieurs, Birmensdorferstrasse 318 CH-8055, Zurich, Suisse

### 1 Introduction

Le réseau des conduites est la partie la plus importante d'une distribution d'eau. En effet, environ 60 à 80% des dépenses totales d'investissement lui sont consacrées. C'est pourquoi une planification judicieuse du réseau et une estimation précise des frais relatifs à l'entretien, aux renouvellements et aux extensions revêtent une importance particulière.

La grande étendue du réseau, ses ramifications et les différences quelquefois considérables dans l'ancienneté de ses diverses parties rendent difficile la gestion d'un réseau de conduites.

Les installations de calcul modernes et les programmes développés pour la détermination des réseaux de distribution sont de ce fait devenus aujourd'hui des éléments indispensables à la planification des travaux d'extension et à la gestion rentable d'un grand service de distribution d'eau.

L'emploi de l'ordinateur pour le calcul des réseaux de conduites repose sur deux principes différents:

- (a) Planification à long terme du réseau des conduites principales nécessaires lors de l'occupation intégrale des sols prévue dans les zones d'habitation du périmètre desservi.
- (b) Eléments des bases de décision nécessaires à la gestion de l'exploitation et de l'entreprise (Service des eaux).

### 2 Application en Suisse

En Suisse, les cantons, les régions et toutes les communes et villes sont tenus, d'après la loi sur la planification et les constructions, d'établir, pour les zones d'habitation dépendant du Service des eaux, des plans d'alimentation et d'évacuation (eau, énergie, télécommunications, eaux usées, déchets). Les plans d'alimentation en eau prévoient non seulement la planification de la mise à disposition d'un approvisionnement en eau de qualité irréprochable et en quantité suffisante, mais aussi le concept des futures installations régionales et communales de transport et de distribution. La planification et le dimensionnement de ces réseaux de conduites principales sont faits pour les moyennes et grandes distributions d'eau, en règle générale, à l'aide d'ordinateurs.

En Suisse, par contre, l'emploi d'ordinateurs pour les calculs de réseaux de canalisations dans la gestion de l'entreprise et des services publics est limité à quelques grands Services des eaux. Deux raisons importantes étayaient ce fait:

- La topographie de la Suisse est telle qu'elle permet en général des systèmes d'alimentation dont la pression hydrostatique dans chaque zone de pression se situe entre 400 kPa minimum et 1 000 kPa maximum. Le maintien de la pression et la constitution de réserves sont garantis par des réservoirs de vastes dimensions dont le contenu correspond à peu près au volume de la consommation journalière de la zone de pression considérée. Les réseaux de canalisations sont générale-

ment calculés de sorte que les pointes maximales de consommation, les jours d'été par exemple, soient couvertes par les réservoirs. Ceci permet de limiter aux heures de nuit le pompage de l'eau dans le réseau et les réservoirs, et de bénéficier ainsi, pour l'énergie nécessaire au transport de l'eau, de meilleurs tarifs. Les réseaux sont de ce fait moins sensibles aux différences de pression indésirables, dues aux pointes de consommation et aux "goulots d'étranglement", et disposent ainsi en général de réserves de capacité.

- Un calcul de réseau par ordinateur n'est que l'image de l'état momentané et spécial de l'exploitation. Si, pour un réseau existant et un cas spécial à étudier, il doit prouver une exactitude suffisante, cela suppose que la consommation momentanée, la géométrie du réseau et les caractéristiques des conduites aient été saisies avec précision. La saisie méticuleuse et surtout permanente de ces données requiert un grand travail et demande en général que les opérations soient effectuées par des spécialistes EDP, propres à l'entreprise.

### 3 Planification de réseaux de canalisations à l'aide de l'ordinateur

Les installations modernes de calcul et les programmes d'ordinateur dont on dispose aujourd'hui conviennent à la saisie précise de l'hydraulique des conduites ainsi que des possibilités de variations dues à des conditions d'exploitation très différentes. Aujourd'hui, c'est à l'ingénieur du service des eaux surtout que revient la tâche d'utiliser davantage les possibilités offertes par l'ordinateur pour la planification du réseau de conduites, et ce, grâce à la mise à disposition de bases améliorées de planification et de calcul et à une mise en valeur judicieuse des résultats de calcul. Le champ d'activité de l'ingénieur d'un service des eaux se situe dans les limites suivantes:

#### 3.1 Bases de planification et de calcul

Un service public des eaux a pour mission de mettre à disposition des consommateurs de l'eau de boisson de qualité irréprochable, en quantité suffisante et à une pression appropriée. Le besoin en eau et la pression de service sont deux facteurs déterminants pour le dimensionnement du réseau de conduites.

Pour la planification et le dimensionnement des conduites, il convient de fixer les trois paramètres suivants se rapportant aux districts de la zone de distribution:

- Valeur momentanée du besoin en eau à l'étape du plan (années 2020-2045 dans notre exemple)
- Pression de service minimale nécessaire à la structure du mode d'habitat choisi
- Pression de service maximale permise.

Le calcul de réseau doit apporter la preuve que les critères de dimensionnement choisis pourront être remplis avec le réseau de conduites principales prévu, même dans des conditions extrêmes d'exploitation.

### 3.1.1. Consommation d'eau

Le dépouillement des mesures de consommation permet de montrer que la consommation d'eau peut être très différente selon les modes d'habitation. Dans l'exemple de la ville de Zurich, aujourd'hui, dans un quartier résidentiel avec villas, la consommation par unité de surface est en moyenne de 28 m<sup>3</sup>/ha par jour env., tandis que dans un quartier du centre-ville, dont le sol est intégralement construit, la valeur est plus que décuplée avec env. 310 m<sup>3</sup>/ha par jour. L'exactitude du calcul de réseau d'une grande zone d'habitation dépend notamment du fait que l'on parvienne ou non à déterminer, pour chaque partie de la ville, les différents besoins en eau correspondant à chaque type de construction. Dans cet esprit, le Service des eaux de la Ville de Zurich a mis au point une nouvelle méthode de prévision de la consommation d'eau.

Selon ce procédé, tous les quartiers de la ville sont groupés selon la structure prévisible du mode d'habitat en six différents secteurs caractéristiques de consommation dont le degré d'occupation des sols, à l'étape du plan, est estimé. Les plans de zones du Service des constructions de la Ville de Zurich en vigueur actuellement ont servi de base à ces travaux de planification. La répartition des zones de pression dans les six secteurs caractéristiques de consommation ainsi que le degré d'occupation des sols choisi pour l'étape du plan sont représentés dans les plans de charges au 1:10000.

#### Consommation spécifique par unité de surface

Afin de déterminer la consommation spécifique actuelle – calculée par unité de surface en m<sup>3</sup>/jour . ha – dans des zones où le sol est intégralement occupé, le Service des eaux de la Ville de Zurich a dégagé un grand nombre de périmètres de distribution qui correspondent le plus possible, dans leur type de construction, à l'un des six secteurs caractéristiques de consommation et qui, de plus, sont aujourd'hui pratiquement aussi saturés de constructions. En considération du degré actuel d'occupation des sols, la consommation spécifique en cas d'occupation intégrale des sols a pu être calculée grâce à la mise en valeur des mesures de consommation effectuées ces dernières années dans ces périmètres desservis. L'unité de surface se rapporte ici à toute l'étendue du secteur de consommation, routes, places et jardins inclus. La consommation publique, les fontaines et les fuites de conduites, dont la part de consommation n'est pas directement calculée, sont également comprises.

Pour l'étape du plan, la consommation spécifique par unité de surface doit être estimée pour chacun des six secteurs caractéristiques de consommation. En supposant encore une augmentation de la consommation d'eau dans les ménages, due à l'accroissement et au développement du confort domestique, on constate que la consommation spécifique dans les zones d'habitation 1 et 2 augmentera jusqu'à l'étape du plan de 20% env. Par contre, il est permis de penser que la consommation d'eau spécifique, déjà très élevée, dans l'industrie et dans le centre-ville ne subira plus de hausse, par suite notamment des améliorations à apporter, dans l'intérêt de la protection des eaux, aux installations et dans le domaine de la réutilisation intensifiée des eaux industrielles et de refroidissement.

#### Mode de calcul

Dans le calcul, la valeur momentanée de la consommation d'eau les noeuds du réseau est introduite sous forme de charge. Une zone habitée correspondant à la disposition du réseau est adjointe à chaque noeud.

##### – Consommation journalière moyenne

Chaque zone consiste en une ou plusieurs parties de parcelles des différents secteurs de consommation caractéristiques avec des consommations spécifiques

**Tableau 1. Consommation spécifique par unité de surface (m<sup>3</sup>/jour . ha) pour la consommation journalière moyenne et maximale, en cas d'occupation intégrale des sols**

Zones de consommation caractéristiques	Consommation spécifique m <sup>3</sup> /jour . ha	
	Mesures 1970	Hypothèses: Etape du plan (2020-2045)
Facteur $\frac{\text{maximum}}{\text{moyenne}}$	1,75	1,6
<b>1. Zone d'habitation 1 (intégralement construite)</b> Immeubles à plusieurs étages (occupation intégrale 100 hab/ha)		
moyenne	33	40
maximum	58	64
<b>2. Zone d'habitation 2 (Intégralement construite)</b> Villas et immeubles locatifs avec jardins (occupation intégrale 60 hab/ha)		
moyenne	28	35
maximum	49	56
<b>3. Zone industrielle</b> (intégralement construite, 100% sol industriel, routes comprises)		
moyenne	290	290
maximum	500	460
<b>4. Centre-ville</b> (intégralement construit, 100% sol industriel, routes comprises)		
moyenne	310	310
maximum	540	500
<b>5. Hôtels, instituts de recherches hôpitaux</b> (construction intégrale, 100% sol destiné à ces 3 types)		
moyenne	370	370
maximum	650	590
<b>6. Espaces verts</b>		
moyenne	6	6
maximum	10	10
<b>7. Forêts</b>	0	0

et un degré d'occupation des sols non identiques. La consommation journalière moyenne d'une telle zone habitée provient de la somme des produits calculés pour chaque partie de parcelles:

$$\text{superficie} \times \text{consommation spécifique} \times \text{degré d'occupation des sols.}$$

– Consommation journalière maximale et minimale  
Sur la base de la mise en valeur de la courbe de la production d'eau journalière, les hypothèses suivantes, relatives à l'étape du plan, ont été établies:

$$\text{consommation journalière maximale} =$$

$$1,6 \times \text{consommation journalière moyenne}$$

$$\text{consommation journalière minimale} =$$

$$0,6 \times \text{consommation journalière moyenne}$$

– Valeur momentanée de la consommation d'eau  
Dans des conditions extrêmes d'exploitation, il est nécessaire, pour la détermination du réseau, de connaître les valeurs momentanées maximales et minimales de la consommation en l/sec. L'influence de la simultanéité des tirages d'eau est considérée de sorte que le calcul de la valeur momentanée provienne, selon le cas, des pointes ou des minima de consommation horaires. La mise en valeur des courbes journalières de mesures de consommation par zones, faites par le Service des eaux de la Ville de Zurich, a permis de mettre en évidence les pointes et les minima horaires suivants:

Périmètres desservis	Consommation d'eau horaire en % de la consommation journalière	
	Maximum	Minimum
Grandes zones de plaine	7.0%	2.0%
Zones en pente	7.5%	1.5%
Zones montagneuses	8.0%	1.0%

En vue de bien coordonner les bases de l'ensemble de la planification d'infrastructure, il est préférable que ce soit les mêmes spécialistes qui étudient tant la question de la consommation d'eau future que celle du volume des eaux usées, déterminant pour le dimensionnement du réseau d'égouts. Un procédé similaire a été choisi pour la ville de Zurich. Sur cette base, la formule suivante est ressortie de la comparaison systématique de la production d'eau potable et du débit de l'émissaire des eaux usées à la station d'épuration:

$$S = (0.85 \times m - 0.08) \times W_m$$

où

S = quantité journalière d'eaux usées

W<sub>m</sub> = moyenne annuelle de la production journalière d'eau

$$m = \frac{W}{W_m}$$

W = production journalière d'eau déterminante pour le calcul de S

### 3.1.2 Pression de service requise

La pression de service minimale requise dans un réseau de conduites principales est très différente d'un quartier de la ville à l'autre et doit être déterminée individuellement pour chaque périmètre desservi. La pression dépend des éléments suivants et des hypothèses de plan relatives aux quartiers concernés:

- mode envisagé de l'occupation des sols (centre-ville, zones industrielles, quartiers résidentiels)
- topographie
- altitude à considérer pour les réservoirs de zones et les limites de zones.

Le tableau 2 montre la pression de service requise pour les zones de consommation caractéristiques dans la ville de Zurich. Pour les zones d'habitation 1 et 2, il convient de distinguer si la zone de consommation se trouve à proximité de la limite supérieure de zone ou dans les autres zones.

La pression de service requise dans les noeuds de conduites principales se compose d'une part des pertes de charge subies dans les conduites et dans les installations domestiques entre le noeud et le point de prélèvement, d'autre part de la différence de hauteur entre le terrain recouvrant le noeud et le niveau d'élévation de l'installation de l'utilisateur, et enfin de la pression de service requise au point de prélèvement.

Le résultat de ces recherches peut être clairement représenté sur les plans de situation (au 1:10000 par exemple) par des délimitations de superficies pour les quartiers requérant une même pression de service.

### 3.1.3 Pression de service maximale

La pression de service dans le réseau ne doit pas, pour les raisons exposées ci-dessous, dépasser une valeur limite:

- Le danger encouru par l'utilisateur et l'importance des dégâts pouvant survenir à la suite de ruptures de conduites ou de manipulations erronées lors de prise d'eau, ainsi que la fréquence des ruptures de canalisations sont en connexion directe avec la pression de service.
- Les coûts des matériaux employés pour les conduites et ceux de la pose des canalisations sont beaucoup trop élevés en cas de forte pression de service.

**Tableau 2. Pression de service requise dans les noeuds du réseau de conduites principales**

Zones de consommation caractéristiques	G,Z	n	a	b	c	v	p
1. Zone d'habitation 1, sans immeubles élevés	G	4	2	5	12	18	37
	Z	4	2	10	12	18	42
	G	15	2	5	45	18	70
avec immeubles élevés	G	2	2	5	6	18	31
	Z	2	2	10	6	18	36
2. Zone d'habitation 2	G	2	2	5	6	18	31
	Z	2	2	10	6	18	36
3. Zone industrielle	Z,G	15	2	5	45	18	70
4. Centre-ville	Z,G	15	2	5	45	18	70
5. Hôpitaux, hôtels, instituts de recherches	Z,G	15	2	5	45	18	70

#### Explication des signes

Unité de masse, Pertes de charge, Pressions de service: en mètres de colonne d'eau

G Zone proche de la limite supérieure de zone

Z Autres zones

n Nombre d'étages au-dessus du sol

a Pertes de charge dans les conduites d'alimentation

b Pertes de charge dans le branchement, le compteur d'eau et le réducteur de pression

c Baisse de pression dans les conduites intérieures des immeubles (hauteur d'étage + pertes de charge)

v Pression de service minimale requise au point de prélèvement, fixée à 18 m

p Pression de service requise dans les noeuds du réseau de conduites principales

$$p = a + b + c + v$$

- De trop fortes pressions de service ne conviennent pas aux bouches d'incendie utilisées en cas de sinistres.

Les expériences faites par le Service des Eaux de la Ville de Zurich ont montré que la pression dans les réseaux ne devrait pas, en règle générale, être supérieure à 1000 kPa et, dans des cas exceptionnels, à 1200 kPa.

### 3.1.4 Cas possibles

Influencée par la valeur momentanée de la consommation d'eau et par le volume de pompage, les conditions d'exploitation et, par là, la pression changent constamment en chaque point du réseau du Service des eaux. Le calcul de réseau ne peut saisir, par passage machine, qu'un seul état momentané. C'est pourquoi, les limites supérieure et inférieure de la pression de service doivent être connues afin de permettre de juger de la capacité du réseau. Il convient donc de prendre des exemples servant à déterminer les deux valeurs limites de la pression de service.

Le Service des eaux de la Ville de Zurich s'est appuyé sur les deux cas suivants pour fixer les deux valeurs en question:

#### - Cas de la pression de service minimale

Report de la valeur momentanée maximale de la consommation d'eau (heures de pointe) sur un jour de consommation maximale (1,6 × consommation journ. moy.) à l'étape du plan, et ce en provenance du réservoir. Au moment de cette pointe de consommation, pas de pompage d'eau dans le réseau, et baisse de 3m du niveau du réservoir.

#### - Cas de la pression de service maximale

Valeur momentanée minimale de la consommation d'eau (minima de nuit), un jour de faible consommation (0,6 × consommation journalière moyenne).

Au même moment: pompage maximum de l'eau dans le réseau et remplissage des réservoirs.

## 3.2 Exploitation et représentation des résultats du calcul de réseau

Les données du calcul de réseau étant nombreuses, il est nécessaire pour exploiter de façon approfondie et pratique les résultats obtenus de présenter celles-ci le plus clairement possible.

### 3.2.1 Gradient hydraulique dans les tronçons de conduites

Afin de juger rapidement de la disposition du réseau choisie, il est particulièrement utile de connaître le gradient hydraulique dans les tronçons de conduites. Au moyen des variantes de calcul, le réseau pourra être peu à peu optimisé. C'est la raison pour laquelle le calcul doit faire ressortir le gradient hydraulique de chaque tronçon de conduite.

### 3.2.2 Pressions de service minimales requises et calculées

Dans les cas où les pressions de service minimales requises pour chaque quartier de la ville sont représentées, les pressions de service minimales et maximales calculées pourront être indiquées pour un nombre représentatif de noeuds de conduites principales.

Une comparaison des pressions de service calculées et des pressions requises montre si les conditions posées concernant le transport et la pression de service pourront être remplies avec le réseau prévu. Les valeurs limites des pressions de service permettent en outre d'avoir un rapide et bon aperçu des conditions futures de pression dans le réseau desservant toute la ville.

### 3.2.3 Aires limites de pression de service

La limite supérieure et inférieure de la pression de service dans le réseau de conduites principales prévu est représentée, sous forme de deux aires limites de pression de service, au moyen de courbes d'altitude (mètres au-dessus du niveau de la mer), équidistantes d'env. 0,5 m (valeur recommandée). Cette représentation, non influencée par les différences de niveau sur le terrain, permet de voir facilement, grâce à l'intervalle des lignes de niveau, les éventuels goulots d'étranglement et les trop grandes réserves de capacité pouvant se produire dans le réseau prévu.

Sur les mêmes plans de situation, les lignes de niveau du terrain (différemment équidistantes si nécessaire) peuvent figurer dans une autre couleur. De cette façon, la pression de service maximale et minimale dans le réseau de conduites principales peut être rapidement déterminée pour chaque point de la ville.

### 3.2.4 Plan directeur

Le but d'un travail de planification avec le calcul du réseau est l'établissement du plan directeur pour la ville envisagée. Il contient toutes les conduites principales existantes et prévues, et constitue donc un instrument de base nécessaire aux futures extensions et rénovations à faire sur le réseau.

## 4 Base de décision pour la gestion de l'exploitation et de l'entreprise (Service des eaux)

Avec les calculs de réseau qui reproduisent les conditions effectives d'exploitation, on dispose d'importantes bases de décision pour la gestion d'un Service des eaux. Ci-après, quelques exemples d'application dans le cas du Service des eaux de la Ville de St-Gall:

– Constatation de goulots, d'étranglement et de réserves de capacité dans le réseau existant, au moyen de la consommation maximale actuelle.

Saisie de l'ampleur et de l'époque des extensions envisagées au niveau des installations et du réseau, pour les prochaines années, avec augmentation supposée – dans un futur proche – de la consommation d'eau.

Ces résultats forment les fondements d'une planification des investissements et d'une planification financière à moyen terme.

– Etude des possibilités et détermination de l'époque la plus appropriée, ainsi que durée présumée de la mise hors service de parties d'installations et de réseau à des fins de travaux d'entretien et de réparations ou à la suite de travaux d'infrastructure effectués dans la ville.

– Etude des effets de dérangements imprévus (ruptures de conduites, panne d'installations de production, etc.) par simulation sur ordinateur. Plan de mesures à prendre dans de tels cas au niveau de l'exploitation et de l'administration.

– Saisie de l'influence de l'accroissement de la consommation des gros consommateurs sur l'extension du réseau, afin de décider d'une éventuelle participation financière de ceux-ci aux frais supplémentaire qu'ils peuvent occasionner.

– Etude des conditions de pression lors de lutte contre de grands incendies.

– Constatation d'un brassage suffisant dans la totalité du réseau. Mise en place d'éventuelles mesures sur le plan de l'exploitation et de la planification, en cas de conditions insuffisantes.

On ne peut parvenir à un résultat de calcul satisfaisant que si, en supposant une connaissance la plus exacte possible des données relatives à la géométrie du réseau et à l'hydraulique des conduites correspondante au cas à étudier, la consommation momentanée peut être enregistrée avec la meilleure précision. Ce qui peut, par exemple, être utile pour:

– la coordination des abonnés et des gros consommateurs sur les noeuds de réseau ou les tronçons de conduites (plans de situation)

– la liaison contrôle EDP de consommation des abonnés avec le programme de calcul du réseau

– l'exploitation de la courbe journalière des périodes de consommation déterminantes, pour les zones de pression correspondantes

– l'exploitation de la courbe journalière des périodes de consommation déterminantes, pour les gros consommateurs.

La fiabilité et l'exactitude des calculs de réseau doivent toujours être contrôlées par des mesures de pression.

## 5 Résumé et conclusion

Si un tel calcul doit servir de base de planification et d'exploitation d'un réseau, il doit montrer une certaine harmonie avec les conditions d'exploitation effectives. Les programmes d'ordinateur dont on dispose aujourd'hui étant excellents, le succès du calcul de réseau dépend principalement de la qualité des données fournies. C'est pourquoi l'ingénieur du Service des eaux a comme tâche primordiale de définir les cas-types d'exploitation, d'établir les données du réseau et de saisir le plus exactement possible la consommation déterminante.

### Sources:

Service des eaux de la Ville de Zurich (Suisse), 1976. Plan d'alimentation en eau de la ville de Zurich Volumes I à III.

# The use of computers in water supply design – Part II

by Hubert Meier

Hubert Meier S.A. (Engineers), Zurich, Switzerland

## 1 introduction

The distribution system is the major part of a waterworks, accounting for about 60 to 80% of total capital outlay. Careful network planning and close monitoring of the costs of maintenance, renovation and enlargement are of the greatest importance.

The extent of the system, its ramifications, and the sometimes considerable differences in the age of its various parts make the management of a distribution system a difficult job.

Modern computing facilities and programmes devised for the design of supply systems have now become essential factors in the planning of enlargements and in the profitable operation of a major waterworks.

The use of computers in the design of distribution systems is based on two different principles:

- (a) Long-term planning of the mains system when 100% land use is scheduled in the residential zones within the supply area of the waterworks.
- (b) Data on which to base decisions for the management of the undertaking (water authority) and of its operations.

## 2 Use in Switzerland

In Switzerland, the planning and building laws require the cantons, regions and all communes and towns to prepare for the residential zones included in the water authority's area, plans for supply and disposal services (water, energy, telecommunications, sewage, refuse). The water supply plans provide not only for the availability of a water supply of unimpeachable quality in sufficient quantities, but also for the design of future regional and local installations for its conveyance and distribution. Computers are usually used for planning and sizing these mains systems in the case of large and medium-sized waterworks. In Switzerland, however, the use of computers for the design of distribution systems in the context of management of the undertaking and of its public services is confined to a few major water authorities. There are two basic reasons for this:

- The topography in Switzerland provides in general for supply systems with a hydrostatic pressure in each pressure zone of between 400 kPa (minimum) and 1 000 kPa (maximum). Huge reservoirs, with a content approximately equal to the daily consumption of the pressure zone in question, guarantee maintenance of the pressure and the provision of a reserve supply. The distribution systems are generally so designed that peak consumption, on summer days, for instance, is met by the reservoirs. This means that the water need only be pumped into the mains and the reservoirs at night, when the energy required to convey it is available at cheaper rates. Hence the distribution systems are less sensitive to undesirable differences in pressure caused by consumption peaks and bottlenecks, and generally have a reserve of capacity. A computer calculation of the distribution system provides only a particular transient image of the

operation. If, in a special case study of an existing system, it has to provide evidence of sufficient accuracy, then the consumption at that moment, the geometry of the system and the characteristics of the mains must be precisely computed. The meticulous and (above all) permanent acquisition of such data involves much labour, and generally means that the operation has to be conducted by the undertaking's own EDP specialists.

## 3 The use of computers in planning distribution systems

The modern computing facilities and computer programmes available today can be used to provide an accurate assessment of the hydraulic conditions in the mains and the possible variations caused by widely varying operating conditions. Nowadays the water supply engineer is primarily responsible for making greater use of the potential of the computer in mains network planning, thanks to the provision of better basic planning and design data and judicious application of results. The range of the water supply engineer's activities may be defined as follows:

### 3.1 Basic planning and design data

The job of a water supply authority is to provide consumers with drinking water of unimpeachable quality in sufficient quantities and at a suitable pressure. Water requirements and service pressure are two factors which determine the size of the mains system.

In planning and sizing mains, the following three parameters must be defined for the districts within the supply area:

- Transient water demand for the period covered by the plan (year 2020 – 2045 is our example).
- Minimum service pressure required for the structure of the selected type of accommodation.
- Maximum permitted service pressure.

The network design must provide evidence that the sizing criteria selected can be satisfied by the proposed mains system, even in extreme operating conditions.

#### 3.1.1. Water consumption

An analysis of consumption measurements shows that water consumption may vary greatly according to type of accommodation. Taking the town of Zurich as an example, today, in a residential district of detached houses, the consumption per unit area averages about 28 m<sup>3</sup>/ha per day, whereas in the inner city, where all the land is built up, the value is more than ten times greater, or about 310 m<sup>3</sup>/ha per day. The accuracy of the distribution system calculation for a major residential area is heavily dependent on success in determining the differing water requirements of each part of the town, according to building type. To this end the Water Authority of

the town of Zurich has developed a new method of forecasting water consumption; all the districts of the town are grouped according to the anticipated housing structure into six typical consumption sectors; the coefficient of land use is estimated in each case. The current zoning plans of the Zurich Building Department were used as the basis for this planning work. The distribution of pressure zones among the six typical consumption sectors, and the land-use coefficient adopted for the period of the plan are shown on the load plans to a scale of 1:10 000.

#### Specific consumption per unit of surface area

For the purpose of calculating the current specific consumption per unit of surface area in m<sup>3</sup>/day/hectare, in zones where the land is fully used, the Zurich Water Authority has defined a large number of supply areas which correspond as closely as possible, in type of buildings, to one of the six standard water consumption sectors, and are also virtually at the same level of building saturation. In the light of the existing extent of land-use, specific consumption in the case of 100% land use has been calculated on the basis of measurements of consumption made in these areas in recent years. The unit area relates here to the whole extent of the consumption sector, including roads, squares and gardens. Public consumption, fountains and leakage from pipes, whose consumption share is not directly calculated, are also included.

For the period of the plan, the specific consumption per unit of surface area must be estimated for each of the six standard consumption sectors. If we assume an increased water consumption in households, caused by

**Table 1. Specific consumption per unit of surface area (m<sup>3</sup>/day/hectare) (maximum and mean daily consumption) in areas of 100% land use.**

Typical consumption zones	Specific consumption m <sup>3</sup> /day/ha	
	Measurements 1970	Assumptions (period of plan 2020-2045)
Factor $\frac{\text{maximum}}{\text{mean}}$	1.75	1.6
<b>1. Residential zone 1 (fully built-up)</b> Buildings several storeys high (100% land use, 100 inhab./ha)		
mean	33	40
maximum	58	64
<b>2. Residential zone 2 (fully built-up)</b> Detached houses and rented accommodation, with gardens (100% land use, 60 inhab./ha)		
mean	28	35
maximum	49	56
<b>3. Industrial zone</b> (fully built-up, 100% industrial land use, including roads)		
mean	290	290
maximum	500	460
<b>4. Town centre</b> (fully built-up, 100% industrial land use, including roads)		
mean	310	310
maximum	540	500
<b>5. Hotels, research institutes, hospitals</b> (fully built-up, 100% land use for these 3 purposes)		
mean	370	370
maximum	650	590
<b>6. Open Spaces</b>		
mean	6	6
maximum	10	10
<b>7. Forest</b>	0	0

the expansion and development of domestic facilities, we find that the specific consumption in housing areas 1 and 2 will increase by 20% up to the period of the plan. On the other hand, it is legitimate to assume that the already very high specific consumption of water by industry and in the inner city will not continue to rise, mainly because of the improvements to be made to installations in the interests of pollution control and intensified recycling of process and cooling water.

#### Computation

In the computation, the transient water consumption value at the junctions of the system is introduced by way of a load. A residential area corresponding to the layout of the system is attached to each junction.

#### Mean daily consumption

Each zone consists of one or more divisions of areas from different standard consumption sectors, with specific consumption rates and land use coefficients which are not identical. The mean daily consumption of such a residential zone is the total of the individual values calculated for each division:

$$\text{area} \times \text{specific consumption} \times \text{land use coefficient}$$

#### Maximum and minimum daily consumption

The following assumptions have been established for the period of the plan, based on application of the graph of daily water production:

$$\text{Maximum daily consumption} = 1.6 \times \text{mean daily consumption}$$

$$\text{Minimum daily consumption} = 0.6 \times \text{mean daily consumption}$$

#### Transient water consumption value

In extreme operating conditions, maximum and minimum transient water consumption figures in litres per second are required for computation of the network. The influence of simultaneous drawing of water is considered in such a way that the transient value is computed, according to the case, on peak or minimum hourly consumption figures. The application of the daily graphs plotted on the basis of consumption by zones, measured by the Zurich municipal water authority, has disclosed the following hourly peaks and troughs:

Areas served	Hourly water consumption as % of daily consumption	
	Maximum	Minimum
Large flat areas	7.0%	2.0%
Hilly areas	7.5%	1.5%
Mountainous areas	8.0%	1.0%

For the purpose of co-ordinating the basis of infra-structural planning as a whole, it is preferable for the same specialists to examine both future water consumption and the volume of sewage, which is decisive in sizing the drainage system. A similar procedure was adopted for the town of Zurich, and the following formula has been evolved from a systematic comparison of water production and volume of water in the channel feeding the treatment plants:

$$S = (0.85 \times m - 0.08) \times W_m$$

where

S = quantity of sewage (daily)

W<sub>m</sub> = annual average of daily water production

$$m = \frac{W}{W_m}$$

W = daily water production, decisive factor in calculating S.

### 3.1.2 Required service pressure

The minimum service pressure required in a distribution network differs widely from one district of the town to another, and has to be calculated individually for each area served. The pressure depends on the following factors, and on the planning assumptions for the districts concerned:

- proposed form of land use (town centre industrial zones, residential districts)
- topography
- altitude (to be taken into consideration in the case of zone reservoirs and zone boundaries)

Table 2 shows the service pressure required for typical consumption zones in Zurich. In the case of residential zones 1 and 2, a distinction has to be made between a consumption zone near the upper zone limit and one within other zones.

The service pressure needed at mains junctions is the result firstly of the head losses sustained in the pipes and domestic systems between the junction and the off-take point, secondly of the difference in height between the land covering the junction and the level of the user's system, and finally of the service pressure required at the off-take point.

**Table 2. Service pressure required at junctions of the main distribution network**

Typical consumption zones	G,Z	n	a	b	c	v	p
			m	m	m	m	m
1. Residential zone 1, without high rise buildings	G	4	2	5	12	18	37
	Z	4	2	10	12	18	42
	G	15	2	5	45	18	70
2. Residential zone 2	G	2	2	5	6	18	31
	Z	2	2	10	6	18	36
3. Industrial zone	Z,G	15	2	5	45	18	70
4. Town centre	Z,G	15	2	5	45	18	70
5. Hospitals, hotels, research institutions	Z,G	15	2	5	45	18	70

#### Explanation of symbols

Unit of mass, head loss, pressures: metres wg

G Zone near upper zone limit

Z Other zones

n Number of floors above ground level

a Losses caused by friction in supply pipes

b Losses caused by friction in communication pipe, meter and pressure-reducer

c Fall in pressure in pipes belonging to buildings (floor level + friction losses)

v Minimum service pressure required at off-take point, fixed at 18 m

p Service pressure required at junctions in main distribution network

$$p = a + b + c + v$$

The results of this research can be clearly represented on zone plans (e.g. to scale 1:10 000) in the form of area boundaries in the case of districts requiring the same service pressure.

### 3.1.3 Maximum service pressure

The service pressure in the system should not, for the reasons set out below, exceed a certain limit:

- The risk run by the user, the extent of any damage which may be caused by pipe fracture or mishandling when drawing water, and the frequency of pipe fracture are directly related to service pressure.
- The costs of the materials used in pipe manufacture and of pipe laying are much too great when the service pressure is high.
- Unduly high service pressures do not suit the fire hydrants used in cases of emergency.

Tests conducted by the Zurich Water Authority have shown that the pressure in the system should not, as a general rule, exceed 1 000 kPa, or 1 200 kPa in exceptional cases.

### 3.1.4 Minimum and maximum limits

Under the influence of the transient water consumption level and volume of pumping, working conditions and hence pressure are constantly changing at each point in the water authority's network. System computations performed by a computer can measure only a single transient state; so the upper and lower service pressure limits must be known before the capacity of the system can be judged. Examples must therefore be used to calculate the maximum and minimum limits of service pressure.

The Zurich municipal water authority used the following two examples to establish these two figures:

#### Minimum service pressure

Record of maximum transient water consumption (peak time) on a day of maximum consumption ( $1.6 \times$  mean daily consumption) for the period of the plan, deriving from the reservoir. At the time of this consumption peak, no water is pumped into the system, and the reservoir level falls 3 metres.

#### Maximum service pressure

Minimum transient water consumption (night minima) on a day of low consumption ( $0.6 \times$  mean daily consumption).

At the same time: maximum pumping of water into distribution system and filling of reservoirs.

## 3.2 Use and presentation of system computation results

As the network computation data are numerous, the results obtained must, if they are to be used comprehensively and practically, be presented as clearly as possible.

### 3.2.1 Hydraulic gradient in sections of pipeline

Information about the hydraulic gradient in sections of pipeline is of particular value in making a rapid judgement of the selected system layout, which can then be gradually optimised on the basis of variants. The computation should therefore show the hydraulic gradient of each section of pipeline.

### 3.2.2. Minimum service pressures (required and computed)

If the minimum service pressure requirements for each district of the town are represented, the computed maxima and minima may be given for a representative number of mains junctions.

A comparison of the computed service pressures with those required will show whether the conditions specified for transport and service pressure can be met with the proposed system. The service pressure limits also provide a quick and efficient view of future pressure conditions in the system serving the town as a whole.

### 3.2.3 Service pressure boundary zones

The upper and lower limits of service pressure in the main distribution system are represented, in the form of two boundary service pressure zones, by altitude contours (metres above sea-level), with a spacing of about 0.5 m (recommended value). This picture, which is not affected by differences in level on the ground, provides a ready view, through the contour spacing, of any bottlenecks or over-large reserves of capacity which may occur in the proposed network.

The same zone plans may include the ground contour lines (at a different spacing, if necessary) in another

colour, so that the maximum and minimum service pressure in the main distribution network can quickly be calculated for each part of the town.

### 3.2.4 Master plan

The purpose of system computation and planning is to prepare a master plan for the town in question, containing all the main pipelines (existing and proposed), which can be used as an essential tool for future expansion and renovation of the system.

## 4 Factors affecting decision-making in the management of services and of the undertaking (water authority)

Network computations which reproduce actual operating conditions provide a vital basis for decision-making in the management of a water authority. Some examples of application by the water authority of the town of St-Gall are given below:

- Use of current maximum consumption to discover bottlenecks and reserves of capacity in the existing system.  
Assessment of the size and timing of proposed plant and network extensions for the coming years, with assumed rise in water consumption in the near future.
- These results form the basis of investment and medium-term financial planning.
- Assessment of options and calculation of most suitable timing and presumed duration of periods of withdrawal from service of sections of plant and network for maintenance or repair or following infrastructural work in the town.
- Assessment of the effects of unforeseen disruptions (pipe fracture, breakdown of production plant etc.) by computer simulation. Plan of steps to be taken in such cases at operational and administrative level.
- Evaluation of the effect of growth in consumption by major users on expansion of the network, before

deciding on a possible financial contribution by the latter to any extra expense they may cause.

- Survey of pressure conditions when fighting major fires.
- Check on adequate movement within the network as a whole. Possible action at operating and planning levels if conditions inadequate.

No satisfactory design result can be achieved unless, on the assumption that data concerning the geometry of the network and hydraulic conditions in the pipelines of the particular case study are known as accurately as possible, transient consumption can be recorded with maximum precision. This may, for instance, be useful for:

- coordination of ordinary users and major consumers at network junctions or in sections of pipeline (zone plans).
- EDP monitoring of users' consumption in conjunction with the network computer programme.
- use of the daily graph of decisive consumption periods for the corresponding pressure zones
- use of the daily graph of decisive consumption periods for major consumers.

The reliability and accuracy of the network calculations must always be checked by pressure measurements.

## 5 Summary and conclusion

If a computation of this kind is to serve as a basis for the planning and operation of a network, it must reveal a degree of harmony with actual operating conditions. As the computer programmes available today are excellent, the success of any network design is primarily dependent on the quality of the data supplied. For this reason, the main task of a water authority engineer is to define, typical examples of operation, establish the network data and measure decisive consumption values as accurately as possible.

### Sources:

Service des eaux de la Ville de Zurich (Switzerland) 1976. Plan d'alimentation en eau de la Ville de Zurich, (Water Supply Plan for the Town of Zurich), Volumes I to III.



H  
105A80

# Rapport spécial 5

## Nouveaux progrès dans l'élimination des matières organiques

par I. H. Suffet

Environmental Studies Institute, Drexel University, Philadelphia PA 19104

P. R. Cairo

Philadelphia Water Department, Philadelphia PA 19107

M. J. McGuire

Metropolitan Water District of Southern California, Laverne Cal 91750

### Introduction

De nombreuses eaux superficielles ou souterraines distribuées aux Etats Unis contiennent des composés organiques qui peuvent être cancérigènes ou poser d'autres problèmes pour la santé humaine. Pour d'autres composés également présents dans les eaux potables, ou bien leur identification spécifique n'a pas encore été faite, ou bien la détermination de leurs effets sur la santé humaine n'est pas encore achevée. A présent, les composés sanitaires préoccupants sont certaines matières organiques de synthèse et les composés produits lors de la désinfection des eaux potables. Jusqu'à présent, aux Etats Unis, on n'a établi de normes que pour six pesticides<sup>1</sup> et les trihalométhanes<sup>2</sup>.

Le tableau 1 est une compilation des composés que l'on peut trouver dans l'eau potable dont on sait qu'ils peuvent être dangereux pour la santé<sup>1-6</sup>. Cette liste est établie d'après les données rassemblées par l'Académie nationale des sciences des Etats Unis (Comité de l'eau potable saine), l'Institut national du Cancer et un Comité de scientifiques chargé de la liaison des recherches interministérielles du Gouvernement des Etats Unis. Cette liste inclut dix corps pour lesquels les normes américaines de l'eau potable fixent un niveau maximum de contaminant (NMC). Il est à prévoir que d'autres normes seront mises au point à partir de cette liste.

Tableau 1 (Page G7)

Le tableau 1 présente certains des corps organiques spécifiques qui ont été jusqu'à présent identifiés dans l'eau potable. Mais on estime que l'on n'a identifié qu'environ 10% en poids du total des corps organiques présents dans l'eau potable. La matière organique à haut poids moléculaire, composée principalement des substances humiques naturellement présentes dans l'eau, constitue la plus grande partie du reste de ces corps organiques. Une fraction de ces substances à haut poids moléculaire est formée de précurseurs qui peuvent réagir avec les désinfectants pendant le traitement pour produire des sous-produits comme il est démontré pour la chloration<sup>7,8</sup> et l'ozonation<sup>9,10</sup>. Certains de ces sous-produits peuvent avoir des effets sanitaires<sup>4</sup>.

### Procédés unitaires de traitement de l'eau pour l'enlèvement des composés organiques

L'élimination des traces de matière organique à la station de traitement est l'un des problèmes les plus difficiles pour les services d'eau. Comme les types et les concentrations des composés organiques peuvent varier suivant les endroits et suivant les saisons, des essais au laboratoire et en pilote de l'eau à traiter

sont apparemment nécessaires. Cependant des directives générales ont été rédigées pour différents problèmes. (Par ex., emplacements où la présence de produits chimiques organiques de synthèse sont le problème primaire, Philadelphie, Pennsylvanie, U.S.A., ou emplacements où les haloformes sont le problème primaire, Californie du Sud, U.S.A.).

Le tableau 2 donne la liste des procédés unitaires de traitement pour l'élimination ou la transformation des composés organiques.

Tableau 2 (Page G7)

L'étude de chacun de ces procédés et combinaison de procédés ne cesse de progresser. Le traitement optimal sera obtenu par une combinaison de plusieurs procédés unitaires de traitement travaillant simultanément. Un intérêt spécifique s'attache aux études récentes pour restreindre la formation d'haloformes dans l'eau potable en réduisant le pH du traitement, en déplaçant et en restreignant la chloration et en favorisant l'élimination des précurseurs organiques par coagulation-décantation et filtration<sup>11,12</sup>. Un autre exemple d'optimisation des traitements unitaires combinés est la préoxydation avant les lits de charbon actif granulaire (CAG) pour accentuer l'élimination des matières organiques totales sur ces lits<sup>13</sup>.

La figure 1 donne trois arrangements de procédés unitaires pour l'élimination des composés organiques par chloration, charbon actif et coagulation-décantation-filtration. L'emploi du charbon actif en poudre (CAP) figurant sur le premier schéma se poursuivra pendant quelque temps pour réduire les problèmes de goût et odeurs. L'adsorption des matières organiques par le CAP est limitée par la faible dose de CAP actuellement utilisée (2-5 mg/l).

Dans le schéma 2, du CAG remplacera le sable dans un filtre rapide. Ce procédé est efficace pour retenir les substances à haut poids moléculaire et celles qui donnent goût et odeurs. Mais la brièveté du temps de contact amènera une percée rapide des substances mal adsorbées qui sont une menace pour la santé.

Figure 1. Disposition des processus de traitement unitaires pour l'élimination des composés organiques. (Page G8)

La chloration doit suivre le processus d'adsorption comme le montre ce schéma. Cette disposition réduit significativement la production de trihalométhane. Malheureusement, l'absence de l'étape de préchloration peut amener des problèmes de goût et odeurs et la croissance d'organismes nuisibles dans la station de traitement.

Le troisième schéma de la figure 1 peut

incontestablement être le meilleur pour beaucoup de stations de traitement de l'eau. Dans cet arrangement, la préchloration doit être minimisée pour limiter la formation de trihalométhanes tout en assurant une certaine désinfection qui protège les traitements subséquents. L'adsorption sera plus efficace comme processus séparé suivant la filtration. Pour éviter que le processus d'oxydation n'interfère directement avec l'adsorption, un préfiltre ou "filtre dégrossisseur" de CAG peut être placé au point "x". Le filtre dégrossisseur doit être conçu pour fonctionner avec un bref temps de contact afin d'enlever simplement le chlore contenu dans l'influent et protéger la colonne de CAG contre les fortes concentrations en MO à haut poids moléculaire. Le filtre dégrossisseur peut ne pas avoir à être régénéré tant que le chlore résiduel ne perce pas la colonne; ainsi on obtient une plus longue vie d'exploitation que pour une colonne calculée pour la percée de matières organiques mal adsorbées.

Dans tous ces schémas, les processus de charbon actif bénéficient d'une réduction de la charge organique sur l'unité d'adsorption grâce à l'élimination des matières organiques par les autres méthodes de traitement. L'optimisation des processus de coagulation décrite par Fiessinger et Bersillon<sup>14</sup> est l'une des méthodes pour atteindre ce but.

En résumé, il n'y a pas d'arrangement unique des divers procédés de traitement pour éliminer les traces de matières organiques de l'eau potable. Pour chaque service d'eau, le meilleur arrangement dépend des concentrations et des types de matières organiques présentes, du plan de la station existante et de l'étendue et de la philosophie de la réglementation. La surveillance de l'efficacité des procédés unitaires exige des analyses de laboratoire poussées pour caractériser pleinement leur effet sur les matières organiques dangereuses pour la santé.

## Etudes de cas: états unis

Comme chaque service d'eau a ses problèmes particuliers, nous décrirons deux situations différentes dans la perspective actuelle des Etats Unis. En Californie du Sud, l'accent a été mis dans la recherche sur l'élimination des précurseurs afin de minimiser la formation de trihalométhanes et d'organiques chlorés à haut poids moléculaire. Avec une limite de 0,10 mg/l de trihalométhane total et le souci des matières organiques à haut poids moléculaire à chlore substitué, les études de traitement en pilote et à grande échelle ont été conduites vers l'élimination des précurseurs. L'accent a été mis dans ces études sur des combinaisons de processus unitaires de coagulation et d'adsorption (utilisant du charbon actif en poudre) tenant compte de l'impact des processus unitaires d'oxydation. En raison des grandes distances de transport de l'eau, du grand nombre de réservoirs à longue durée de rétention et de la nature des précurseurs chloro-organiques présents, on rencontre certains problèmes de traitement très difficiles.

Pour la ville de Philadelphie, Pennsylvanie, la meilleure technique de traitement possible pour l'élimination des corps organiques de synthèse dans l'eau potable est l'adsorption sur une phase solide telle que le charbon actif granulé ou les résines. Les études à ce jour ont montré que cette approche est très efficace pour éliminer une large gamme de corps organiques de poids moléculaire élevé ou moyen, mais qu'elle est techniquement et économiquement impraticable pour éliminer les traces de composés volatiles à faible poids moléculaire comme les haloformes. Des recherches actives sont actuellement en cours pour combiner l'adsorption avec d'autres procédés unitaires classiques comme l'aération, la clarification et la filtration

afin d'obtenir un traitement optimal pour l'élimination de tous les types de matières organiques de synthèse. Par exemple des études sur station pilote à Philadelphie examinent l'effet d'une charge organique variable sur des contacteurs à CAG placés après les filtres (post contacteur). Ces études évaluent les méthodes combinant l'ozonation et l'aération pour favoriser les croissances biologiques sur le CAG.

## L'expérience du Metropolitan Water District de Californie du Sud

Le Metropolitan Water District (MWD) de Californie du Sud est un organisme public et municipal de l'Etat de Californie qui fournit en gros un supplément d'eau par 27 agences membres (villes et districts des eaux) à près de 12 millions de personnes sur 13000 km<sup>2</sup> (4900 mi<sup>2</sup>) dans la plaine côtière du Sud de la Californie (Figure 2). La moitié environ de cette eau supplémentaire, 860 millions de m<sup>3</sup> (700000 acres-pieds) est amenée par un aqueduc de 385 km (240 mi) de long du Colorado. Les premières livraisons d'eau du Colorado ont commencé en 1941. En outre, le MWD a souscrit un contrat pour recevoir annuellement 2400 millions de m<sup>3</sup> (2 millions d'acres-pieds) du Nord de la Californie par les 705 km (440 mi) de l'adduction du State Water Project. Les premières livraisons de cette eau ont eu lieu en 1972.

Figure 2. Le réseau de distribution du Metropolitan Water District (Page G9)

Le MWD traite ces eaux brutes reçues dans cinq stations dont la capacité nominale est de 65,7 m<sup>3</sup>/s (1500 MGD). Une extension de 4,4 m<sup>3</sup>/s (100 MGD) de la station filtrante R.A. Skinner est à l'étude. Une partie importante de l'eau distribuée en Californie du Sud vient de nappes souterraines locales qui sont alimentées par les pluies d'orage et par réalimentation artificielle. Ces eaux souterraines sont gérées par les divers services d'eau de la région. Le MWD n'a pas de captages d'eau souterraine.

Le but de cette étude de cas est de relater l'expérience d'un grand service d'eau de l'Ouest des Etats Unis dans ses efforts pour contrôler la présence de traces de composés organiques, spécialement les trihalométhanes, dans l'eau distribuée à ses consommateurs. La figure 3 donne l'historique de chacun des éléments du cas MWD incluant les études de faisabilité et les phases de mise en oeuvre du projet<sup>15</sup>.

Figure 3. Historique du cas de Metropolitan Water District de Californie du Sud. (Page G10)

### Le problème du trihalométhane

Le tableau 3 donne la statistique des teneurs en trihalométhane total (TTHM) dans le réseau de distribution du MWD en 1979.

Tableau 3 (Page G9)

Pour les 37 points de prise d'échantillon, la moyenne annuelle a été de 102 microgrammes par litre ( $\mu\text{g}/\text{l}$ ) avec des extrêmes de 37 à 108  $\mu\text{g}/\text{l}$  et une déviation standard de 28,6. Le niveau maximum du trihalométhane total (TTHM) a été fixé à 100  $\mu\text{g}/\text{l}$ , mais il ne sera pas en vigueur avant le 29 novembre 1981<sup>2</sup>.

Les points de prise d'échantillon ont été choisis en fonction du pourcentage de mélange et de la direction de l'écoulement à travers le réseau de distribution, incluant des emplacements le long des divers feeders, les extrémités des conduites actives, des points avant et après mélange, et les influents et effluents des réservoirs d'eau traitée. La plupart des points choisis étaient des points réguliers de prise d'échantillons pour la bactériologie et le chlore

résiduel. Des échantillons sont pris à un certain nombre d'ouvrages de contrôle de pression sur des feeders où n'existaient pas de robinets de prise d'échantillon réguliers. Le réseau du MWD était divisé en trois sections qui étaient inspectées tous les trois jours. Pour obéir à la réglementation sur le TTHM, la prise d'échantillons est maintenant effectuée chaque jour.

Il faut noter que les emplacements considérés comme représentant l'extrémité du réseau de distribution n'avaient pas nécessairement la plus haute teneur en TTHM. Cela est dû à la complexité du réseau de distribution et aux demandes variables des 27 agences membres (voir figure 2).

De nombreux facteurs commandent la formation des TTHM dans une eau particulière. Ils comprennent notamment:

- *la température et le pH.* A températures et pH plus élevés, la vitesse de formation des TTHM augmente.
- *l'origine de l'eau.* Les différentes sources ont des teneurs différentes en précurseurs.
- *la configuration du réseau.* La durée du séjour dans le réseau influence la teneur en TTHM. Un temps de contact plus long avec le chlore entraîne une teneur plus élevée en TTHM.
- *la dose de chlore.* Une dose de chlore plus élevée entraîne une teneur plus élevée en TTHM.

Il est ressorti des premières mesures qu'il se forme plus de trihalométhanes dans le State Water Project (SWP) que dans l'adduction du Colorado (CRW) dans les mêmes conditions de température, de dosage de chlore et de temps de contact. Ces observations ont été confirmées par les études en laboratoire. En janvier 1979, l'eau prise à des emplacements recevant 100% de SPW avait une teneur plus élevée que les points équivalents recevant un mélange d'eaux. En avril, la part de SPW dans les effluents des stations Weymouth et Diemer (20%) était beaucoup plus faible qu'en janvier (40%); cependant, beaucoup de points avaient en avril une teneur en TTHM plus forte qu'en janvier. En outre, la température moyenne de l'eau en avril a augmenté de 3 à 4°C, ce qui est un facteur d'augmentation des teneurs en TTHM. En juillet, la teneur en TTHM des eaux mélangées a augmenté significativement. La température de CRW a augmenté de 10°C sur janvier tandis que le mélange à Weymouth et Diemer passait à 40% de SPW. En juillet, la région desservie par la station Jensen a augmenté, et la demande en eau a été plus importante. Il s'est formé moins de TTHM dans la région desservie par la station Jensen que dans les emplacements similaires de prise d'échantillon en avril. Ce changement est apparemment le résultat d'un temps de contact plus bref, car la température de l'eau n'avait pas changé. En novembre, la moyenne trimestrielle de la teneur en TTHM est descendue de 17 µg/l par rapport à juillet. Le mélange à Weymouth et Diemer est resté le même (40% de SPW); mais la température de l'eau dans le réseau était descendue de 5 à 6°C.

D'après ces observations, il apparaît que beaucoup des agences et sous-agences desservies par le MWD auront des difficultés à respecter la teneur maximale de 100 µg/l de TTHM. Les agences qui auront des problèmes comprennent:

- celles qui reçoivent l'eau après que celle-ci ait séjourné pendant un temps significatif dans le réseau du MWD, et qui utilisent exclusivement cette eau, qu'elles rechlorent ou non;
- celles qui rechlorent et mélangent l'eau traitée du MWD avec leurs eaux d'origine locale qui ont de fortes teneurs en précurseurs;

- celles qui sont relativement proches des stations de traitement du MWD et qui rechlorent et/ou conservent l'eau traitée dans leurs réseaux pendant plus d'une semaine.

Comme le MWD reçoit son eau brute de deux sources principales, il est nécessaire de connaître la présence de substances précurseurs de trihalométhane pour établir efficacement les stratégies de contrôle. En conséquence, un programme de mesures a été mis en route pour déterminer la présence de ces substances dans les eaux du Colorado (CRW) et du State Project Water (SPW). Les figures 4 et 5 donnent les résultats des expériences de production de TTHM pour les échantillons pris dans le SPW et le CRW en octobre 1979. Il en résulte que la production des TTHM atteint un équilibre et que le SPW a un plus haut potentiel en TTHM que le CRW. Ces résultats sont renforcés par les chiffres du tableau 4 qui donne le plateau ou potentiel maximal en trihalométhane pour les six points de prise d'échantillon étudiés en octobre.

Figure 4. Production de trihalométhane au Devil Canyon (SPW) (Page G11)

Figure 5. Production de trihalométhane à la station de tête du Lake Mathews (CRW)(Page G11)

#### Tableau 4 (Page 5)

Les résultats du Sacramento River à Hood sont également intéressants. Ils présentent des teneurs significativement inférieures en THM substitués du brome que les autres échantillons du SPW. La raison paraît être que les autres échantillons sont pris dans des régions soumises à intrusion d'eau de mer, où l'on trouve un fond de teneurs élevées en brome.

L'eau actuellement envoyée dans le sud est représentée par les échantillons numérotés 2 à 4. Si l'on construit le "Canal périphérique" proposé dans un projet de loi récent pour la Californie, il est supposé que l'eau représentée par l'échantillon numéro 1 sera disponible pour le MWD.

Les stratégies qui seraient efficaces pour contrôler les trihalométhanes sont:

- changer la source d'eau brute pour que l'on y trouve moins de précurseurs et/ou de brome;
- modifier les procédés de désinfection ou ajouter un procédé d'adsorption.

Il semble que la première stratégie peut être utilisée dans une certaine mesure par le MWD. L'emploi maximal d'eau du Colorado aurait un impact certain sur les teneurs en TTHM de l'eau livrée aux agences membres. Pendant que les alternatives de traitement sont étudiées en détail, il pourrait être possible d'utiliser une forte proportion d'eau du CRW pour laquelle il y aura un excès de disponibilité pendant plusieurs années. A long terme, une solution de traitement combinée avec l'utilisation du Canal périphérique pour amener l'eau du Sacramento dans le sud de la Californie peut fournir la réponse ultime.

Comme le montre la figure 3, il y a eu des études préalables pour évaluer la capacité de stations de traitement à échelle industrielle d'éliminer les précurseurs et de modifier les processus de chloration

Figure 6. Points de prise d'échantillons et de chloration pour la station R.B. Diemer (Page G12)

pour réduire la formation de TTHM. La figure 6 montre les points de prise d'échantillon et de chloration pour l'étude de la station filtrante R.B. Diemer<sup>6</sup>. La conclusion de cette étude est que le fait de déplacer le point de chloration ne change pas significativement la

teneur en THM dans le réseau de distribution. Une raison majeure pour cela est que les traitements classiques appliqués n'éliminent pas effectivement les précurseurs de THM. On a obtenu des résultats similaires pour la station J. Jensen. Ces observations concordent avec celles de Symons et Stevens<sup>17</sup>. D'après ces résultats, on a entrepris des essais sur modèle pour évaluer les adsorbants et les alternatives de désinfectants pour lutter contre les THM. Ces essais sur modèle seront utilisés pour fixer les paramètres d'exploitation d'une station pilote presque achevée. La première phase du travail en pilote sera d'établir un modèle des processus de traitement de l'eau actuels, pour que les techniques avancées de traitement de l'eau à étudier pendant la phase 2 puissent être testées sur une eau influente représentative. Il est probable qu'après la phase 2, les essais en pilote se poursuivront par les phases de mise en route et d'optimisation.

On a calculé en juillet 1978 que l'installation d'un traitement complet au charbon granulé (CAG) dans les stations de traitement du MWD coûterait environ 181 millions de dollars. Il y a évidemment des alternatives plus économiques que le CAG et elles vont être soigneusement estimées. Il peut être particulièrement intéressant d'utiliser du chlore résiduel au lieu de chlore libre dans le réseau de distribution<sup>18</sup>. Le Service de santé de la Californie a déjà donné à un service d'eau de l'Etat l'autorisation d'utiliser des chloramines à condition qu'il y ait un temps de contact d'au moins dix minutes avec du chlore libre en un point quelconque du processus de traitement.

L'EPA a fait connaître son intention, dans le préambule à la réglementation sur les THM<sup>2</sup>, de réduire éventuellement la teneur maximale polluante pour les THM à 10-25 µg/l. Si cela se produit, il pourra être impossible de respecter cette limite maximale réduite, en raison de la réaction rapide entre les précurseurs de l'eau du MWD et le chlore libre exigé par l'Etat.

La mise en oeuvre d'une technique de traitement du THM a une allure accélérée sera nécessaire pour atteindre la norme de 100 µg/l au 29 novembre 1981. On espère que des mesures temporaires telles que l'emploi maximum de l'eau du Colorado pauvre en précurseurs et en brome donnera un certain délai pour étudier les alternatives et mettre en oeuvre la solution la plus économiquement efficace.

## L'expérience de Philadelphie

Ce chapitre discute l'étude et les résultats d'exploitation d'une station pilote (Figure 7) de dispositifs d'adsorption sur charbon actif utilisés pour le traitement de l'eau de la Delaware à Philadelphie. Cette expérience est présentée dans le contexte de considérations chimiques et biologiques qui doivent être fondées en un projet d'ingénieur pour construire et exploiter une installation de charbon actif granulé.

Figure 7. La station pilote du service des eaux de Philadelphie (Page G13)

## La Delaware à Philadelphie

La Delaware à Philadelphie est un estuaire dans lequel plus de 11 municipalités et 360 industries déversent leurs eaux usées. Un effort massif a déjà été fait pour améliorer le traitement de ces eaux usées et la meilleure technologie économiquement réalisable pour le traitement des résidus toxiques sera imposée à 21 catégories industrielles en 1983<sup>19</sup>. Mais des traces de composés organiques continueront à être présentes dans l'eau de la Delaware en raison de leur rejet par les stations d'épuration

modernes aussi bien que des déversements accidentels et des sources non-punctuelles. Sur cette rivière, le service des eaux de Philadelphie exploite la station de Torresdale, de 18,5 m<sup>3</sup>/s (423 MGD) de capacité, qui alimente environ un million de personnes. La figure 8 illustre les études réalisées à Philadelphie pour le traitement des matières organiques.

Figure 8. Historique du cas de Philadelphie. (Page G13)

## Considérations chimiques et biologiques

Le tableau 1 montre les groupes chimiques qui ont été pris en compte dans l'étude des installations à base de CAG à Philadelphie. Dans l'eau potable de Torresdale, on a trouvé au cours de huit campagnes d'étude réalisées entre le 2 février 1975 et le 3 janvier 1977<sup>20</sup> cent seize composés différents y compris quarante isomères (par ex. isomères du xylène). Les corps fréquemment identifiés en concentrations supérieures à 1 µg/l sont le chloroforme et le dichlorobromométhane. On peut les suivre par les courbes de percée discutées ci-dessous. Les corps périodiquement identifiés à ce niveau comprennent dibromochlorométhane, 1,2dichloroéthane, 1,2dichloropropane, trichloréthylène, toluène et diacétone-L-sorbose. Le teneur en la plupart des 116 composés détectés s'est révélée très variable au cours des analyses composites hebdomadaires<sup>20</sup>. On peut suivre ces composés par comparaison de profils de chromatographie gazeuse comme indiqué ci-dessous.

Le charbon actif granulé utilisé pour le traitement de l'eau potable s'est montré être un support idéal pour les bactéries. La plupart de ces bactéries se retrouvent habituellement dans le sol et dans l'eau et sont pour la plupart chimiorganotrophes saprophytes<sup>20</sup>. Les coliformes totaux ne se sont pas montrés proliférer sur les adsorbants à CAG et n'ont pas été récupérés dans leurs effluents. Cette flore microbienne qui s'établit dans les adsorbants à CAG représente un potentiel de danger inconnu pour la santé et doit être soigneusement examinée. Les organismes pathogènes et pathogènes opportunistes sont les plus inquiétants, suivis par les endotoxines (complexes de protéines-lipoglycides produites dans les parois des cellules des bactéries gram-négatives aérobies) et par une flore de microbes chloro-résistants qui pourrait amener des problèmes de recroissance, de goût et d'odeurs et de demande en chlore dans le réseau de distribution.

## Evaluation technique

Les considérations chimiques et biologiques soulignées ci-dessus doivent être optimisées pendant les études en grandeur réelle des adsorbants à CAG. A Philadelphie, cette procédure a été appliquée au programme d'essais en station pilote illustré par la figure 8.

L'approche adoptée pour contrôler l'efficacité du traitement d'adsorption mérite aussi considération soignée. Les caractéristiques importantes figurent au tableau 5<sup>22</sup>.

Tableau 5 (Page G12)

Les caractéristiques de l'influent sont en réalité variables pour tout traitement unitaire. La variabilité de l'ensemble des composés organiques dans l'influent affecte le rendement du traitement. Il est nécessaire de procéder à une prise d'échantillons composite en ligne complétée par des prélèvements de l'influent et de l'effluent. Cela est particulièrement important avec le CAG car la variabilité de l'influent amène des conflits d'adsorption, ré-équilibre et désorption.

Quatre mécanismes dans l'exploitation d'une

colonne de charbon actif sont importants:

- la *percée* est la première apparition de quantités substantielles d'un composé dans l'effluent; elle indique une adsorption incomplète.
- l'*épuiement* survient quand les concentrations d'un composé dans l'influent et dans l'effluent deviennent égales; il indique que, dans les conditions du moment, les phases solides et liquides sont en équilibre.
- la *compétition* implique le déplacement d'un composé dans les couches inférieures du lit ou dans l'effluent sous l'influence d'un autre composé (ou d'une combinaison de composés) qui est rendu plus facilement adsorbé soit par une affinité intrinsèque importante pour la phase solide, soit par une concentration importante.
- le *ré-équilibrage* peut se produire quand la concentration en un élément de l'influent diminue rapidement, laissant ce qui adsorbé sur la phase solide en déséquilibre avec la phase liquide. Suivant l'état de charge de la colonne, le ré-équilibrage peut aboutir au transfert d'une partie de la charge vers le bas dans la colonne, ou au rejet d'une partie du composé dans l'effluent. Ce processus se poursuivra jusqu'à ce qu'un nouvel équilibre soit atteint.

On ne trouve probablement qu'au laboratoire des processus de ré-équilibrage purs, commandés seulement par les gradients de concentration du composé affecté, car dans une colonne en service tous les équilibres sont obtenus au milieu de nombreux composés compétitifs et la désorption de ré-équilibrage de l'un d'eux sera "compétitivement aidée". Il en résulte que les mécanismes de ré-équilibrage intéresseront généralement aussi un composant compétitif.

On définit l'effet chromatographique comme toute occasion où la concentration dans l'effluent est plus grande que dans l'influent, comme l'a montré McGuire<sup>23</sup>. Le déplacement et le ré-équilibrage peuvent tous deux amener des concentrations dans l'effluent plus grandes que la concentration dans l'influent du corps affecté.

Deux méthodes différentes de contrôle de la station pilote peuvent être utilisées pour rechercher des composés organiques spécifiques. La première porte sur certains composés choisis en raison de leur effet sur la santé. Des méthodes analytiques quantitatives spécifiques ont été utilisées par Purge et Trap<sup>24</sup>, l'analyse de composés spécifiques, spécialement ceux qui étaient présent à plus de 1 µg/l.

La seconde méthode est une procédure de "tamisage" général pour détecter les composés organiques non-polaires à faible poids moléculaire. La présence de ces composés dans l'influent est variable et leur teneur est généralement inférieure ou égale à µg/l. Pour mesurer ces composés, on utilise une procédure de tamisage par chromatographie gazeuse après collecte d'un échantillon composite sur résine ou en extracteur continu liquide-liquide. La procédure de tamisage consiste en une analyse qualitative avec évaluation quantitative subséquente des constituants trouvés. La méthode de tamisage produit des profils chromatographiques qui sont alors repris par un programme de tracé d'ordinateur<sup>25</sup>. Chaque profil chromatographique contient le groupe complexe des traces de matières organiques présentes dans l'eau extraite et représente les "empreintes digitales" de l'échantillon. Quand on a tracé de cette manière un certain nombre de profils, on peut comparer tous ces profils chromatographiques. Cette identification GC/MS aide à déterminer les ressemblances et les

différences observées entre les profils.

#### a. Résultats observés pour les composés >1 µg/l

Pour les composés dont la concentration est supérieure à 1 µg/l, formés lors de la chloration ou uniformément présents dans l'eau de la Delaware, le résultat du mécanisme d'adsorption peut être évalué par les courbes de percée (graphique en fonction du temps de la teneur dans l'effluent).

Figure 9. Courbes de percée du chloroforme, TCLV = 15 minutes. (Page G14)

La figure 9, qui est une courbe typique de percée du chloroforme obtenue lors d'une étude en pilote sur CAG régénéré<sup>26</sup>, montre que ce corps traverse ces colonnes de 15 minutes de temps de contact à lit vide (TCLV) le 42ème jour et que tout le charbon actif est épuisé à son égard le 99ème jour, où l'effluent reproduit la concentration de l'influent. La figure 10 montre que dans ces mêmes colonnes de CAG, le carbone organique total (COT) atteint un plateau après environ 50 jour d'exploitation, quand la décomposition des matières organiques est assez prononcée pour amener un équilibre entre l'eau à traiter et l'élimination interne du COT dans la colonne. Cet équilibre peut être temporairement détruit si la composition de l'influent change, mais après une période de réajustement, un nouveau plateau est atteint. La croissance biologique sur les colonnes de CAG a été décrite plus en détails par McElhaney et McKeon<sup>21</sup>.

Figure 10. Courbes de percée du COT, TCLV = 15 minutes. (Page G14)

Ainsi les différentes zones de performance peuvent être définies pendant l'exploitation de colonnes de CAG à 15 minutes de TCLV: la percée de mg/l de COT atteint l'équilibre en 50 jours, la percée de µg/l de chloroforme débute à 42 jours et se poursuit jusqu'à ce que l'épuisement survienne à 99 jours et la percée de < µg/l d'autres composés organiques est discutée ci-dessous.

#### b. Résultats observés pour les composés ≤1 µg/l

Pendant les deux périodes décrites pour l'adsorption du chloroforme et du COT, beaucoup de traces de matière organique non-polaire dangereuse pour la santé commencent également à percer à travers la colonne de CAG, les composés de plus faible poids moléculaire perçant les premiers. Après le 100ème jour (14ème semaine), la percée du chloroforme étant complète et le COT ayant atteint son point d'équilibre, les traces de matière organique non-polaire à poids moléculaire moyen et élevé dangereuse pour la santé sont les plus intéressantes. Comme exemple de la façon dont ces matières organiques varient après 14 semaines, nous allons discuter les résultats de la procédure de tamisage des résultats de la chromatographie gazeuse de la même étude sur pilote avec du CAG régénéré.

La détermination des matières organiques présentes dans les influents et effluents de la colonne était effectuée à l'aide de profils "pointus" reconstitués par ordinateur. Chaque pointe de ces profils représente un pic chromatographique. Les pointes sont représentatives des concentrations relatives et permettent des interprétations comparatives. Les profils pointus sont préférables aux chromatogrammes réels car ils réduisent les données à une taille physique manipulable, et permettent des comparaisons visuelles rapides de la présence d'un composé et de sa teneur relative à l'intérieur d'un chromatogramme ou entre plusieurs<sup>27</sup>.

Figure 11 A. Chromatogramme au dessous de nonane ( $C_9$  alkane) des influents à la station pilote et des effluents des colonnes contenant du CAG vierge et divers charbons régénérés pour les 14, 16 et 17<sup>èmes</sup> semaines. (Page G15)

Figure 11 B. Chromatogramme au dessus du nonane ( $C_9$  alkane) des influents à la station pilote et des effluents des colonnes contenant du CAG vierge et divers charbons régénérés pour les 14, 16 et 17<sup>èmes</sup> semaines. (Page G16)

La figure 11 A et B donne les résultats d'une étude pilote comparant du CAG vierge et régénéré<sup>26</sup> pour les 14<sup>ème</sup> (17 février 79), 16<sup>ème</sup> (2 mars 79) et 17<sup>ème</sup> (9 mars 79) semaines. Pour chaque semaine, les chromatogrammes reconstitués à l'ordinateur des influents et effluents de chaque colonne contenant du charbon vierge ou régénéré apparaissent sur ces figures.

L'inspection de ces figures montre immédiatement une différence: les effluents de la figure 11 A sont beaucoup plus chargés en matière organique que ceux de la figure 11 B. Comme le temps de rétention sur une phase non-polaire de chromatographie gazeuse (SP2100) est un indice approximatif du point d'ébullition et du poids moléculaire, cela illustre le fait déjà noté<sup>27</sup> que les colonnes de CAG tendent à être percées beaucoup plus tôt par les composés volatils à faible poids moléculaire que par ceux à haut poids moléculaire.

Pendant la 14<sup>ème</sup> semaine, seuls des isomères du benzène ( $C_6H_6$ ) qui ont le plus bas point d'ébullition étaient présents en grandes concentrations, mais pendant la 16<sup>ème</sup> semaine, quatre isomères  $C_6H_6$  devinrent dominants. Corrélativement, il y avait une augmentation générale des charges des effluents de toutes les colonnes pour cette semaine. Dans l'influent de la 17<sup>ème</sup> semaine, les teneurs en  $C_6H_6$  ont fortement diminué et les teneurs en isomères du benzène ( $C_6H_6$ ) ont diminué moins dramatiquement à des valeurs inférieures à celles de la 14<sup>ème</sup> semaine. Corrélativement, l'effluent fut le plus propre des trois semaines. Il est évident qu'un important facteur contrôlant la marche de la colonne pendant cette période a été la présence relative ou l'absence de l'espèce alkyl benzène ( $C_6H_5R$ ,  $C_6H_4R_2$  et  $C_6H_3R_3$ ).

Un problème sérieux pour cette approche qualitative existe pour les composés que ne se retrouvent que de façon intermittente dans la Delaware. Dans ce cas, les études pilotes pour la réalisation de traitements au charbon actif dépendent entièrement des conditions particulières du fleuve pendant l'essai. Comme il y a beaucoup de composés organiques dans cette catégorie, plusieurs approches de recherche sont actuellement envisagées. L'une de ces approches serait d'utiliser le concept d'adsorption nette d'énergie<sup>28</sup> pour classer les composés à effet sur la santé et pour choisir des sondes de polarité représentatives des phases distinctes. Un mélange de ces sondes, chacune dans une gamme de concentration de  $\sim 1 \mu\text{g/l}$ , pourrait alors être introduit dans l'eau du fleuve avant la colonne de charbon. Bien que cela représente des conditions beaucoup plus sévères que ce que l'on peut normalement attendre dans la Delaware, les courbes de percée qui en résulteraient donneraient une estimation prudente de la vie du lit de charbon actif.

## Conclusion

Une étude approfondie des eaux superficielles et souterraines distribuées aux Etats Unis a montré que beaucoup d'entre elles contiennent des composés organiques. Pour le moment, des normes pour l'eau potable ont été fixées au sujet de six pesticides et des trihalométhanes. On prévoit que d'autres niveaux maximaux de contaminants seront fixés pour les

matières organiques que peuvent être cancérigènes ou présenter d'autres dangers pour la santé humaine.

L'élimination des traces de matière organique est l'une des problèmes les plus difficiles pour les services d'eau. Comme les types et les teneurs en composés organiques varient suivant les endroits et les saisons, des études au laboratoire et en station pilote sont apparemment nécessaires. Par exemple, certaines études aux Etats Unis ont montré qu'une certaine élimination des matières organiques précurseurs se produit au cours de la clarification. Mais d'autres études, portant sur des eaux différentes, ont conclu que cet effet est minime. Cependant, des directives générales sont préparées pour différents problèmes (par exemple, emplacements où les haloformes sont le problème essentiel comme la Californie du Sud, ou emplacements où les produits organiques de synthèse dans l'eau brute sont le problème essentiel, comme Philadelphie, Pennsylvanie).

Bien qu'étant encore dans la phase d'analyse de faisabilité pour la mise au point d'une stratégie de lutte contre cette pollution, le Metropolitan Water District de Californie du Sud poursuit plusieurs alternatives pour lutter contre ces traces de matière organique. Des méthodes analytiques sophistiquées ont été mises au point et adaptées à la détection de ces traces de polluants et contrôler leur élimination. Des alternatives de traitement sont explorées pour lutter contre les trihalométhanes en même temps que l'alternative de changer la source d'eau brute. La mise en oeuvre programmée de ces deux approches permet d'espérer une mise au point plus rationnelle des technologies de traitement avancées. Les études au laboratoire et en pilote aboutiront probablement à une combinaison efficace du processus d'oxydation et d'adsorption.

Au service des eaux de Philadelphie, un cadre a été mis au point pour la conception et le contrôle subséquent des résultats en exploitation des processus de traitement au charbon actif en grains. Il prend en considération à la fois les effets directs sur la santé et les effets indirects affectant le rendement en exploitation du CAG ainsi que les problèmes esthétiques qui surgissent dans le réseau de distribution.

L'interaction entre chimie et biologie dans un lit de CAG avec désinfection préalable doit être soigneusement étudiée avant que l'on puisse aboutir à une évaluation technique et à une analyse économique concluantes. Les recherches doivent déterminer si les micro-organismes peuvent décomposer des composés organiques spécifiques dangereux pour la santé et des matières organiques à poids moléculaire élevé qui sont en compétition avec ces composés à plus faible poids atomique pour les sites d'adsorption sur le charbon actif.

Les études techniques réalisées jusqu'à présent ont porté sur un certain nombre de configurations géométriques et hydrauliques en utilisant de charbon vierge ou régénéré. En raison de la variabilité chimique de l'eau de la Delaware, on a utilisé des évaluations numériques et qualitatives de l'efficacité du charbon actif. Pour les matières organiques que l'on trouve habituellement à des concentrations supérieures à  $1 \mu\text{g/l}$ , on a mis au point une analyse quantitative rigoureuse faisant appel aux courbes de percée, aux courbes de charge massique et au test statistique des corps trouvés dans l'influent et l'effluent de la colonne de charbon actif. Pour les corps transitoires et ceux dont la concentration est inférieure ou égale à  $1 \mu\text{g/l}$ , on utilise une méthode de tamisage qualitative utilisant des représentation temps-séries avec des profils de chromatographie gazeuse établis par ordinateur des composés organiques traces qui sont présents. L'élucidation de ces questions clés permettra alors la mise au point d'un procédé de traitement bien établi.

## New developments in removal of organics Combination of unit processes for removal of trace organics from drinking water: two case studies

by **I. H. Suffet** Environmental Studies Institute, Drexel University, Philadelphia, PA 19104

**P. R. Cairo** Philadelphia Water Department, Philadelphia, PA 19107

**M. J. McGuire** Metropolitan Water, District of Southern California, LaVerne, Cal. 91750

### Introduction

Numerous surface and ground water supplies in the United States contain organic compounds that may be carcinogenic or pose other potential human health risks. For other compounds also present in these drinking water supplies, either specific identification has not been made or a determination of their effects on human health has not been achieved. At present, the compounds of health concern are certain synthetic organic chemicals and those compounds produced by disinfection of potable water supplies. Thus far in the United States, drinking water standards have been established only for six pesticides<sup>1</sup> and the trihalomethanes<sup>2</sup>.

Table 1 is an edited list of compounds potentially found in drinking water which are of known concern to health<sup>1-6</sup>. The list of chemicals is edited from data collected by the U.S. National Academy of Science - Safe Drinking Water Committee, the U.S. National Cancer Institute, and a U.S. Government Interagency Research Liaison Committee of Scientists working in environmental control. The list contains ten compounds which have U.S. drinking water standards at assigned maximum contaminant levels (MCL's). It is expected that future drinking water standards will be developed from the compounds on this list.

Table 1 represents some of the specific organic compounds that have been thus far identified in drinking water. However, it has been estimated that only approximately 10% by weight of the total organics in drinking water has been determined. High molecular weight (MW) organics, composed primarily of naturally occurring humic substances, make up most of the rest of the organics present in drinking water. A fraction of these high molecular weight substances are precursors that may react with disinfectants during water treatment to produce by-products as demonstrated for chlorination<sup>7,8</sup> and ozonation<sup>9,10</sup>. Some of these by-products may pose health effects<sup>4</sup>.

### Water treatment unit processes for the removal of organic compounds

Removal of trace organics by a water treatment plant is one of the most difficult problems facing water utilities. Since the types and concentrations of organic compounds vary between different locations and seasons of the year, laboratory and pilot scale tests on the water to be treated is an apparent necessity. Nevertheless, general guidelines are being developed for different problems (e.g. locations where influent synthetic organic chemicals are the primary problem - Philadelphia, Pennsylvania, U.S.A. or locations where haloforms are the primary problem - Southern California, U.S.A.).

Table 2 lists the water treatment unit processes available to remove or transform organic compounds.

**Table 2. Water treatment unit processes available to remove organic compounds.**

Unit Process		
Aeration	Coagulation-sedimentation-filtration	Adsorption
Oxidation	Chlorine	Powdered carbon
Chlorine	Ozone	Granular carbon
Chlorine dioxide	Permanganate	Resins
Hydrogen peroxide	Hydrogen peroxide	Biological degradation
		Bank filtration
		Slow sand and carbon filters

Information on each process and combination of processes is being developed. Optimum treatment will be obtained by a combination of several unit processes working together. Of specific interest are recent studies to decrease haloform formation in drinking water by reducing the pH of treatment, relocating and reducing chlorination and enhancing organic precursor removal by the coagulation-sedimentation and filtration processes<sup>11,12</sup>. Another example of the optimization of

**Table 1. Compounds of known concern to health potentially found in drinking water<sup>1-6</sup> - an edited list**

Acrylonitrile	Dibromochloropropane	*Methoxychlor
Aldrin	1,2-Dibromoethane	Methylene Chloride (Dichloromethane)
Benzene	Dichlorobenzene	Methyl Iodide
Benzo(a)pyrene	1,2-Dichloroethane	Nitrosamines (e.g. N-nitrosodiphenylamine)
■ -BHC	Dichlorofluoromethane	Pentachloronitrobenzene (PCNB)
β-BHC	*2,4-Dichlorophenoxyacetic acid (2,4-D)	Polybrominated biphenyls (PBB)
*γ-BHC (lindane)	Dieldrin	Polychlorinated biphenyls (PCB)
Bis (2-chloroethyl) ether	1,4-Dioxane	Polynuclear aromatic hydrocarbons
Bis (2-chloropropyl) ether	1,1-Diphenylhydrazine	Simazine
*Bromdichloromethane	Epichlorohydrin	Tetrachloroethylene
*Bromoform	*Endrin	Toluene
Butyl Bromide	Ethylenethiourea (ETU)	*Toxaphene
Carbon Tetrachloride	Ethylene Dibromide	1,1,1-Trichloroethane
Chlordane	Ethylene Oxide	1,1,2-Trichloroethane
Chlorobenzene	Halogenated Phenols	Trichloroethylene
*Chlorodibromomethane	Heptachlor	Trichlorofluoromethane
*Chloroform	Heptachlor Epoxide	*2,4,5-Trichlorophenoxypropionic Acid (2,4,5-TP)
DDE	Hexachloroethane	Vinyl Chloride
DDT	Kepone	Vinylidene chloride
		Xylene

\*Drinking water standard - U.S.

Schematic 1

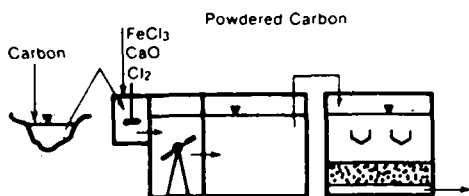
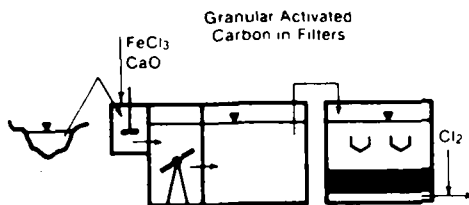
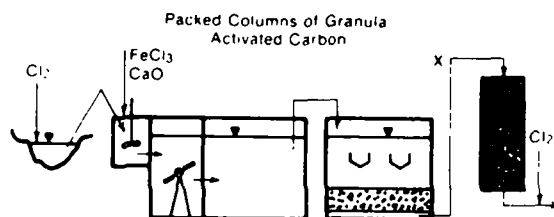


Fig. 1. Water treatment unit process arrangements for the removal of organic compounds.

Schematic 2



Schematic 3



combined unit operations is the use of preoxidation before granular activated carbon (GAC) to accentuate total organic removal on GAC beds<sup>13</sup>.

Three arrangements of unit processes for the removal of organic compounds by chlorination, activated carbon and coagulation-sedimentation-filtration are shown in Figure 1. The use of powdered activated carbon (PAC), shown in the first schematic, will probably continue for some time as a means of reducing taste and odor problems. The adsorption of organics by PAC will be limited by the low dosages of PAC currently in use (2-5 mg/L).

In schematic 2 the GAC would be placed as a replacement for sand in a rapid sand filter. This process would be effective in removing high molecular weight and odor substances. However, the short contact time would result in the rapid breakthrough of poorly adsorbed substances that are of health concern.

Chlorination should primarily follow the adsorptive unit process as shown in this schematic. This arrangement will significantly reduce trihalomethane production. Unfortunately, the absence of a prechlorination step may result in taste and odor problems and the growth of nuisance organisms in the treatment plant.

The third schematic of unit processes in Figure 1 may undoubtedly be the best application for many water treatment plants. In this arrangement, the prechlorination step should be minimized to limit the formation of trihalomethanes, while providing some disinfection protection through the subsequent treatment processes. Adsorption will be most efficient as a separate process following filtration. In order to prevent the oxidation unit process from interacting directly with adsorption, a prefilter or "roughing filter" of GAC could be placed at point "x". The roughing filter would be designed to operate at short empty bed contact time to simply remove the influent chlorine concentration and protect the GAC packed column from large concentrations of high MW organics. The roughing filter may not have to be regenerated until the chlorine residual breaks through the column; and, thus, a much longer operation time would result than in a column designed for breakthrough of poorly adsorbed organic compounds.

In all these arrangements, the activated carbon

processes would benefit from a reduction of the organic load onto the adsorption unit by removing organics through other treatment methods. Optimization of the coagulation process as described by Fiessinger and Bersillon<sup>14</sup> is one method to accomplish this goal.

In summary, there is no single arrangement of unit processes to remove trace organics from drinking water. The arrangement best for a particular utility depends upon concentrations and types of organics present, the existing layout of treatment processes and the extent and philosophy of regulations. Monitoring the efficiency of unit processes requires extensive laboratory analyses to fully characterize their effect on organic compounds of health concern.

## Case studies: U.S.A.

Since each water utility has its unique problems, two different situations will be described to present a United States perspective. In Southern California, the emphasis of research has been the removal of precursor substances to minimize formation of trihalomethanes and higher molecular weight chloro-organics. With the total trihalomethane limit of 0.10 mg/L and the concern over chlorine substituted high molecular weight organics, pilot and full scale treatment studies are being conducted on precursor removal. The emphases in these studies have been on combinations of coagulation and adsorption unit processes (using powdered activated carbon) with consideration of the impact of oxidative unit processes. Because of the long distances involved in the importation of the water, the large number of high detention time raw water reservoirs, and the nature of chloro-organic precursors present, some very challenging treatment problems exist.

For the City of Philadelphia, Pennsylvania, the best practicable treatment technique for removal of synthetic organic chemicals in drinking water is adsorption onto a solid phase such as granular activated carbon or resins. Studies to date have shown that this approach is very effective in removing a broad range of medium and high molecular weight organic compounds but it is technically and economically impractical for use in removing trace



levels of volatile, low molecular weight compounds as the haloforms. Active research is currently underway to combine adsorption with other conventional unit processes such as aeration, clarification and filtration to achieve optimal treatment for removal of all types of synthetic organics. For example, studies at Philadelphia using a Pilot Plant, are currently investigating the effect of a variable organic load on GAC contactors operating following the filtration step (post contactors). These studies are evaluating methods of combining ozonation or aeration to enhance the biological growth on GAC.

## The Metropolitan Water District of Southern California Experience

The Metropolitan Water District of Southern California (MWD) is a public and municipal corporation of the state of California, which provides supplemental water as a wholesaler through 27 member agencies (cities and water districts) to nearly 12 million people in a 4900 mi<sup>2</sup> (13000 km<sup>2</sup>) service area on the coastal plain of southern California (Figure 2). Approximately one half of this supplemental water – 700,000 acre-ft (860 × 10<sup>6</sup> m<sup>3</sup>) – is imported through 240 miles of aqueduct from the Colorado River. Initial deliveries of Colorado River water began in 1941. In addition, Metropolitan has contracted to receive more than 2 million acre-ft (2400 × 10<sup>6</sup> m<sup>3</sup>) annually of northern California water through the 440 mile long State Water Project. First deliveries of northern water began in 1972.

Metropolitan treats these raw water supplies with five treatment plants with a total design capacity of 1500 MGD (65.7 m<sup>3</sup>/sec). A 100 MGD (4.4 m<sup>3</sup>/sec) expansion of the R.A. Skinner Filtration Plant is currently being designed. A major fraction of the water supply for the southern California area comes from local ground waters which are replenished by stormwater percolation and

artificial recharge through the soil column. The groundwater resources are managed by individual water utilities in the area. Metropolitan has no local groundwater supplies.

The purpose of this case study is to relate the experiences of a large water utility in the western United States in its efforts to control the presence of trace organic compounds, especially trihalomethanes, in the water distributed to its customers. Figure 3 is a chart showing the time relationship between each of the components of the case history at Metropolitan which include the feasibility analysis and project implementation phases<sup>15</sup>.

### Trihalomethane Problem

Table 3 lists statistics for the total trihalomethane (TTHM) concentrations in Metropolitan's distribution system during 1979.

**Table 3. Annual total trihalomethane (TTHM) statistics – 1979**

Sample	Date Sampled	Average TTHM (µg/L)	Range (µg/L)	Std. Dev.	Percent of Samples Over 100 µg/L
First Quarter	Jan. 1979	94	50-132	24.6	49
Second Quarter	Apr. 1979	103	37-188	29.9	43
Third Quarter	July 1979	114	66-157	26.8	65
Fourth Quarter	Nov. 1979	97	41-156	29.8	51
Overall	—	102	37-188	28.6	52
Quarter Average	—	—	58-130	—	62

For the 37 locations sampled, the running annual average was 102 micrograms per liter (µg/L), with a range of 37 to 188 µg/L and a standard deviation of 28.6. The total trihalomethane (TTHM) maximum contaminant level has been established at 100 µg/L but it will not be effective until November 29, 1981<sup>2</sup>.

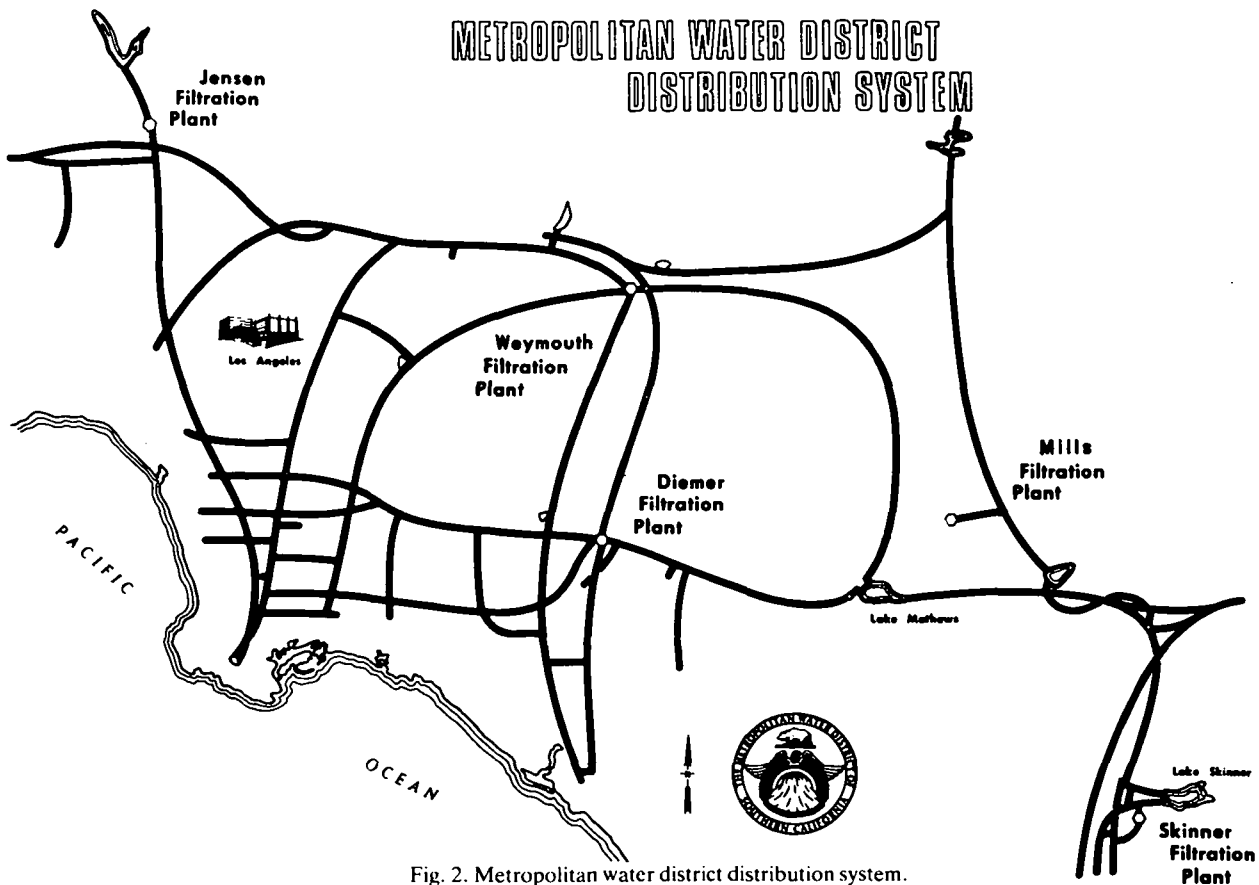


Fig. 2. Metropolitan water district distribution system.

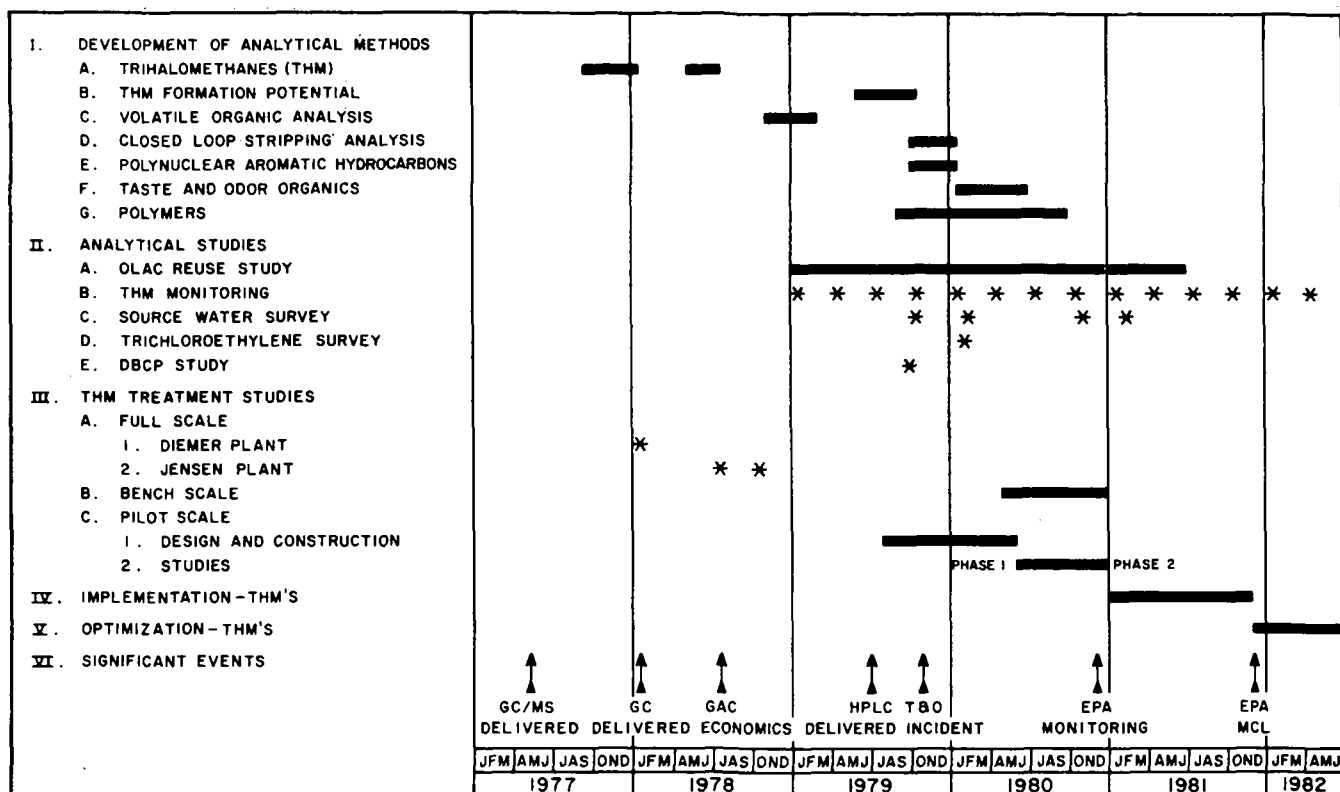


Fig. 3. The Metropolitan water district of Southern California case history.

Sampling locations were selected according to the percent blend and the direction of flow through the distribution system, including locations along various feeders, extreme ends of active lines, points before and after blending, and finished water reservoir influents and effluents. Most points selected were regular bacteriological and chlorine residual sample locations. A few pressure control structures were sampled along feeders where no regular taps existed. Metropolitan's distribution system was separated into three sections, which were sampled over a three day period. Sampling over a single day is now being done to comply with the TTHM regulation.

It should be noted that the sampling locations considered as representing a distribution system terminus did not necessarily have the highest TTHM values. This is due to the complexity of the distribution system and the variable demands of the 27 member agencies, see Figure 2.

Many factors control the formation of TTHMs in a particular water. These include but are not limited to:

- *Temperature and pH* - at higher temperatures and pH the rate of TTHM formation is increased.
- *Source water* - different sources have different precursor concentrations.
- *System flow patterns* - the retention time within the system affects the TTHM concentration. A longer contact time with chlorine results in the formation of higher concentrations of TTHMs.
- *Chlorine dose* - larger chlorine doses will produce higher concentrations of TTHMs.

It appeared from preliminary data that higher levels of trihalomethanes form in State project water (SPW) than in Colorado River water (CRW) under the same conditions of temperature, chlorine dose and contact time. As described below these observations were confirmed with laboratory tests. In January 1979, water sampled at locations having 100 percent SPW had higher TTHMs than equivalent points with blended waters. In April the fraction of SPW (20 percent) in the Weymouth and Diemer effluents was much lower than in January

(40 percent); however, many locations in April had higher concentrations of TTHMs than in January. In addition, the average water temperature for April increased 3 to 4°C which was a contributing factor to the increased amounts of TTHMs formed. In July TTHM values for blending waters significantly increased. The temperature of CRW increased 10°C from that in January while the blend at Weymouth and Diemer changed to 40 percent SPW. In July the area served by the Jensen plant increased, and larger demands for water were made. Fewer TTHMs were formed in the Jensen service area than similar sample locations in April. This change is apparently the result of less contact time since the water temperature did not change. In November, the quarterly average TTHM value dropped 17 µg/L as compared to the July value. Weymouth and Diemer blends remained the same (40 percent SPW); however, water temperatures in the distribution system dropped 5 to 6°C.

Based on these data, it appears that many of the member agencies and subagencies served by Metropolitan will have difficulty meeting the TTHM maximum contaminant level of 100 µg/L. Those agencies expected to have problems include:

- Agencies receiving water after it has been in Metropolitan's distribution system for significant periods of time, and that use this water exclusively (whether or not the agencies rechlorinate).
- Agencies that rechlorinate and blend treated Metropolitan water with their local supplies which have high TTHM precursor levels.
- Agencies relatively close to Metropolitan's treatment plants that rechlorinate and/or retain treated water in their distribution systems more than one week.

Since Metropolitan receives its raw water supply from two major sources, knowledge of the presence of THM precursor substances in these supplies is necessary to effectively evaluate the need for control strategies. Accordingly, a monitoring program was established to determine the presence of these substances in the Colorado River water (CRW) and State Project Water (SPW). Figures 4 and 5 plot the results of the TTHM

production experiments for SPW and CRW sampling locations in October 1979. These data show that production of TTHMs does reach an equilibrium and that SPW has higher TTHM potentials than CRW. These data are reinforced by the results on Table 4 which list the plateau or Maximum Trihalomethane Potential values for the six sampling locations studied in October.

**Table 4. Maximum trihalomethane potential (MTP) values October 1979**

Location	Trihalomethanes, $\mu\text{g/L}$				Total
	$\text{CHCl}_3$	$\text{CHCl}_2\text{Br}$	$\text{CHClBr}_2$	$\text{CHBr}_3$	
1. Sacramento River at Hood <sup>b</sup>	192	25	5	<1 <sup>b</sup>	222
2. Aqueduct Headworks <sup>a</sup>	201	105	48	4	358
3. Lake Silverwood Influent <sup>a</sup>	162	120	103	12	397
4. Devil Canyon <sup>a</sup>	190	133	113	16	452
5. Lake Mathews Inlet <sup>b</sup>	197	54	28	2	281
6. Lake Mathews Headworks <sup>b</sup>	185	52	28	1	266

Note: Chlorine dose = 11 mg/L

<sup>a</sup> - State Project Water (SPW)

<sup>b</sup> - Colorado River Water (CRW)

Also of interest are the results from the Sacramento River at Hood. There are significantly lower concentrations of the bromine substituted THMs in this sample than there are in the other SPW samples. The reasons for this appear to be that the other samples were taken from areas subject to seawater intrusion which can cause elevated background bromide levels.

The water currently being sent southward is represented by sample numbers 2-4. If the "Peripheral Canal" is constructed as proposed in a recent piece of California legislation, it is hypothesized that the water represented by sample number 1 would be available to Metropolitan.

Strategies that would be effective in controlling trihalomethanes are:

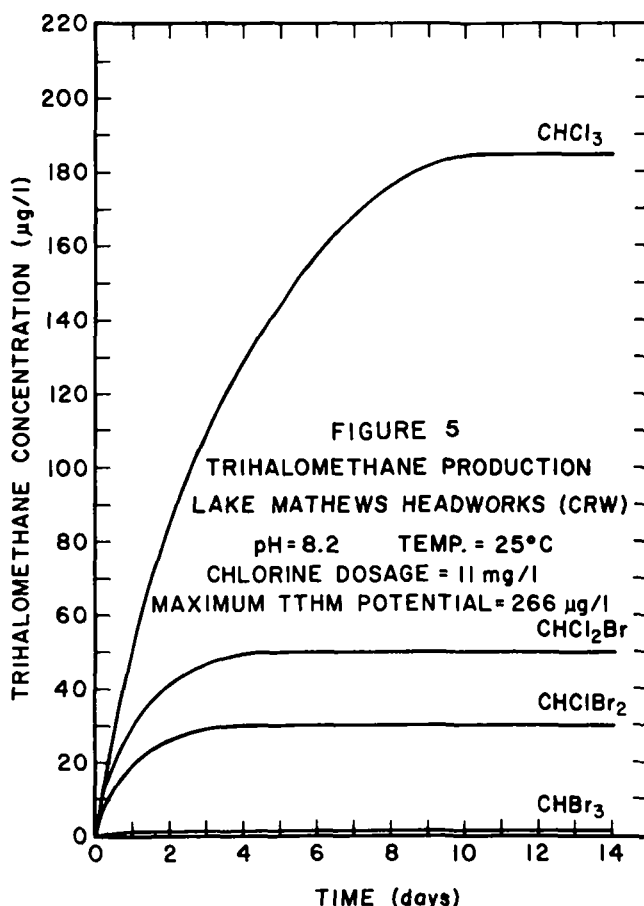
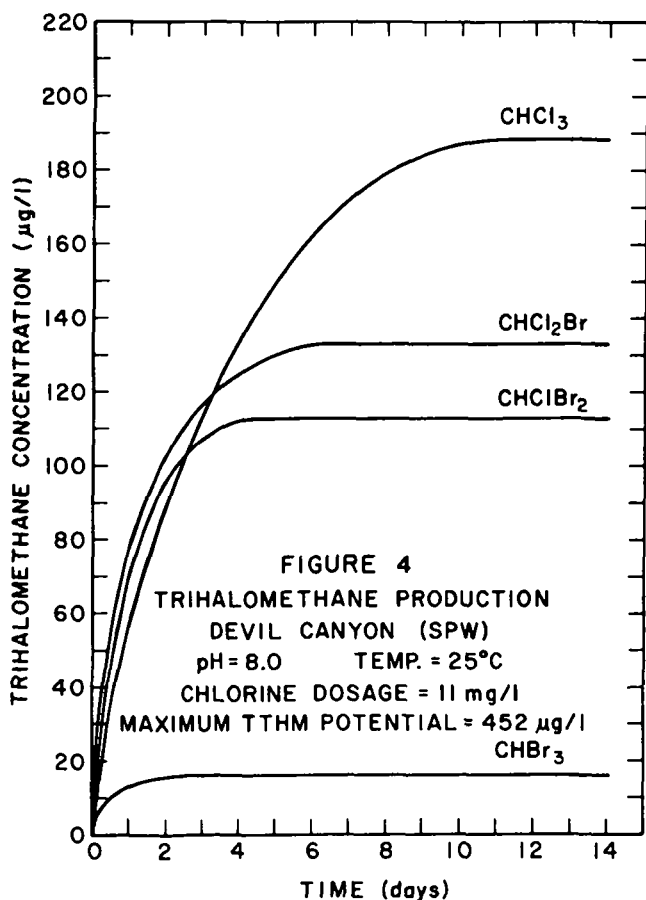
- Change the raw water supply so that fewer precursors and/or less bromide are present.

- Modify the disinfections process or add an adsorbent process.

It appears that the first strategy may have some application for Metropolitan. The maximum range of CRW would have a definite impact on THM levels delivered to the member agencies. While the treatment alternatives are undergoing detailed evaluations it may be possible to use a high percentage of CRW since there will be an excess amount of water available for several years. Over the long term a treatment solution combined with the use of the Peripheral Canal to bring Sacramento River Water to southern California may provide the ultimate answer for Metropolitan.

As shown on Figure 3, there were early studies to evaluate the ability of the full-scale plants to remove precursors and to modify the chlorination process to reduce the formation of THMs. Figure 6 shows the sampling and chlorination locations for the R.B. Diemer Filtration Plant Study<sup>16</sup>. It was concluded as a result of this study that moving the point of chlorination did not significantly affect the THM levels in the distribution system. A major reason for this was the observation that the conventional water treatment processes did not effectively remove the THM precursors. Similar results were determined for the J. Jensen Plant. These observations agree with those of Symons and Stevens<sup>17</sup>. Based on these results bench-scale testing has been initiated on the evaluation of adsorbents and alternate disinfectants for THM control. These bench-scale tests will be used to set process operational parameters for a pilot plant that is nearing completion. The first phase of the pilot work will be to model the existing water treatment processes so that the advanced water treatment techniques to be studied during Phase 2 can be tested using a representative influent water. It is likely that pilot testing will continue past Phase 2 into the implementation and optimization phases.

It was determined in July 1978 that the installation



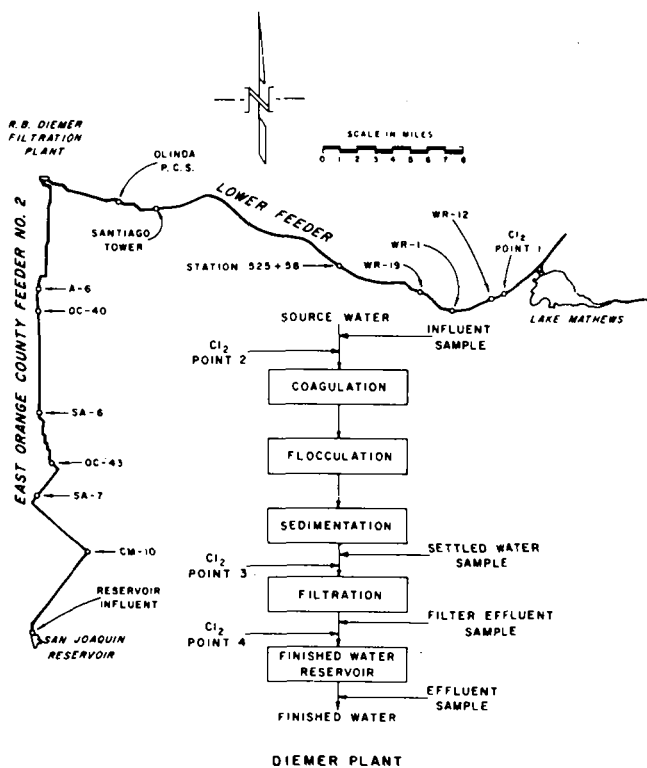


Fig. 6. Sampling and chlorination locations of Diemer Plant.

of complete granular activated carbon (GAC) treatment facilities at the treatment plants in Metropolitan's system would cost approximately 181 million dollars. Clearly, there are lower cost alternatives than GAC and these will be carefully evaluated. Of particular interest is the use of combined chlorine residuals instead of free chlorine in the distribution system<sup>18</sup>. The California Department of Health Services has already given one water utility in the state permission to use chloramines as long as there is at least a 10 minute contact time with free chlorine at some point in the treatment process.

EPA stated its intentions in the preamble to the THM regulation<sup>2</sup> to eventually reduce the MCL for THMs to 10-25  $\mu\text{g/L}$ . If this occurs, it may be impossible to meet the reduced MCL even with chloramines because of the quick reaction between the precursors in Metropolitan's water and the free chlorine that is required by the state.

Implementation of a THM treatment technique on an accelerated schedule will be necessary to meet the 100  $\mu\text{g/L}$  standard November 29, 1981. It is hoped that temporary measures such as maximizing the use of Colorado River Water with its low precursor and bromide content will provide some time to properly evaluate the alternatives and implement the most cost effective solution.

## The Philadelphia Experience

This section discusses design and operational experiences with pilot plant testing (Figure 7) of carbon adsorption systems used in the treatment of Delaware River water at Philadelphia. The experience is presented in the context of chemical and biological considerations which must be merged in an engineering evaluation to design and operate a GAC facility.

### The Delaware River at Philadelphia

The Delaware River flowing past Philadelphia is a riverine estuary into which more than 11 municipalities

and 360 industries discharge treated wastewater. A massive effort is currently well underway to upgrade the level of wastewater treatment and the best available technology economically achievable for treatment of toxic wastes will be imposed on 21 industrial categories by 1983<sup>19</sup>. However, trace levels of organic compounds will continue to be present in the Delaware River as a result of their discharge from advanced treatment plants as well as accidental spills and non-point sources. On this river, the Philadelphia Water Department operates the Torresdale Plant, a 423 MGD (18.5  $\text{m}^3/\text{sec}$ ) facility which serves approximately one million people. Figure 8 shows organic treatment studies which have been performed at Philadelphia<sup>15</sup>.

### Chemical and Biological Considerations

Table 1 shows the chemical groups being considered in the design of GAC systems at Philadelphia. In Torresdale drinking water during eight sampling surveys conducted between February 6, 1975 and January 3, 1977<sup>20</sup>, one hundred sixteen different compounds were found including forty isomers (e.g. xylene isomers). Compounds consistently identified in concentrations greater than 1  $\mu\text{g/L}$  are Chloroform and Dichlorobromomethane. These can be followed by breakthrough curve as discussed below. Compounds periodically identified at this level include Dibromochloromethane, 1,2 Dichloroethane, 1,2 Dichloropropane, Trichloroethylene, Toluene and Diacetone-L-Sorbose. Many of the one hundred sixteen compounds were found to be highly variable during weekly composite analyses<sup>20</sup>. These compounds can be followed by comparison of gas chromatographic profiles as discussed below.

Granular activated carbon used in the treatment of drinking water has been found to be an ideal habitat for bacterial growth. Most of these bacteria are common inhabitants of the soil and water and are for the most part saprophytic chemoorganotrophs<sup>21</sup>. Total coliforms were not found to proliferate in GAC adsorbers and were not recovered in their effluents. This established microbial flora in the GAC adsorber represents a potential for an unknown health risk which should be carefully examined. Pathogenic organisms and opportunistic pathogens are of primary concern, followed by endotoxins (lipopolysaccharides-protein complexes produced in the cell walls of gram-negative aerobic bacteria) and a flora of chlorine resistant microbes which would present possible regrowth, taste and odor or chlorine demand problems in the distribution system.

### Engineering Evaluation

An understanding of chemical and biological considerations outlined above must be optimized during the field testing of activated carbon adsorbers. In Philadelphia this procedure has been applied to the pilot plant testing program shown in Figure 8.

The approach taken when monitoring the treatment efficiency of an adsorption process is an area which also requires careful consideration. The important characteristics are shown on Table 5<sup>22</sup>.

Table 5. Characterization of trace organics during the adsorption process

I. Influent Characteristics
A. Variability with time
1. types of compounds
2. concentration of compounds
II. Effluent Characteristics
A. Breakthrough-capacity exceeded
1. chromatographic effect
2. displaced compounds
3. re-equilibrated compounds
B. Chemical and microbial reaction products



Fig. 7. Philadelphia Water Department's pilot plant.

Influent characteristics are really general for any unit process. The variability in the complement of organic compounds in the influent affects the efficiency of the process. On-line composite sampling augmented by grab sampling of the influent and effluent of the process is necessary. This is particularly important in the GAC process as influent variability produces competitive adsorption, re-equilibrium and desorption.

There are four mechanisms of column operation important in the evaluation of adsorbent performance:

- *Breakthrough* occurs at the first appearance of substantial amounts of a compound in the effluent and indicates incomplete adsorption.
- *Exhaustion* occurs when influent and effluent concen-

trations of a compound become equal and indicates that, under the prevailing conditions, the solid and liquid phases are at equilibrium.

- *Competition* involves the displacement of a compound to lower points in the bed or into the effluent as a result of the effect of another compound (or combination of compounds) which is rendered more highly adsorbed by either large intrinsic affinity for the solid phase or high concentration.
- *Re-equilibrium* may occur in a column whenever a compound concentration decreases rapidly in the influent, leaving that adsorbed on the solid phase out of equilibrium with the liquid phase. Depending on the state of loading of the column, re-equilibria may

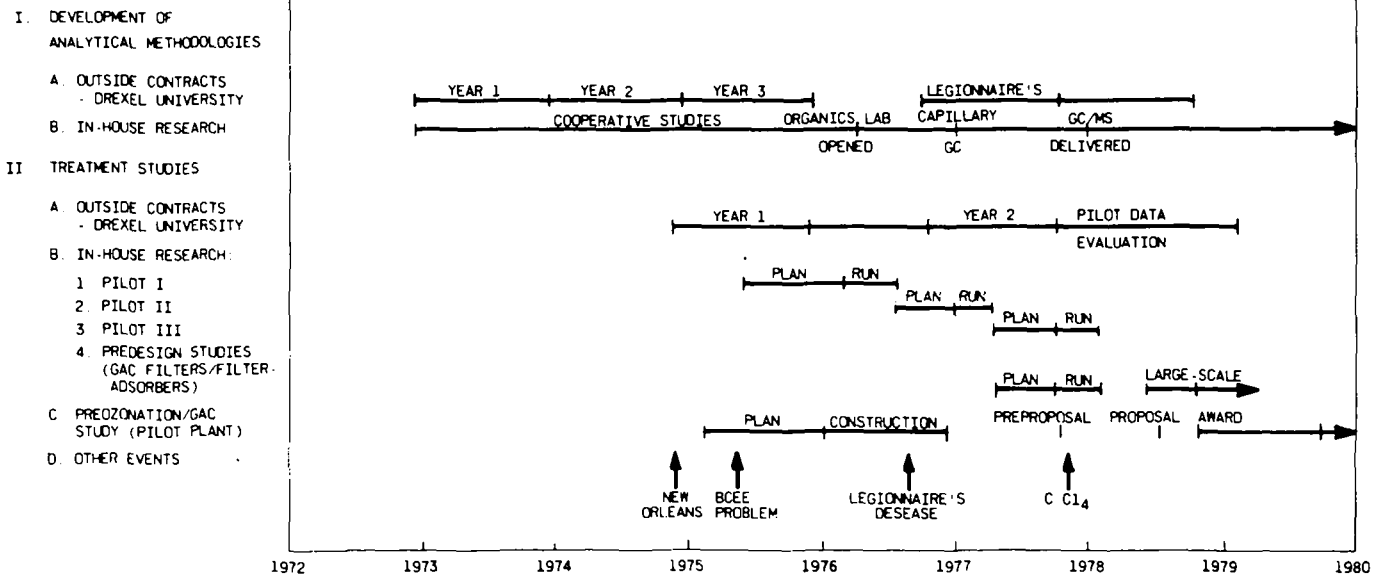


Fig. 8. Philadelphia case history: time schedule.

transfer part of the mass loading zone to lower points in the bed or reject part of the compound into the effluent. This process will occur until a new equilibrium is struck.

A pure re-equilibrium process, driven only by the concentration gradients of the affected compound, probably exists only in the laboratory, since in an operational column all equilibria are struck among many competing compounds and the re-equilibria desorption of any one will be "competitively aided". It is understood that all re-equilibria mechanisms will generally also include a competitive component.

A chromatographic effect is defined to be any occasion when the effluent concentration is greater than the influent concentration as demonstrated by McGuire<sup>23</sup>. Displacement and re-equilibrium both can produce effluent concentrations higher than the influent concentrations of the affected species.

Two different pilot plant monitoring approaches can be utilized to determine specific organic compounds. The first approach includes single compounds selected because of their effect on human health. Specific quantitative analytical methods were performed by Purge and Trap<sup>24</sup>, analysis for specific compounds especially those found to be greater than 1 µg/L.

The second approach is a general "screening" procedure for the presence of non-polar low molecular weight organic compounds. The presence of these compounds in the influent is variable and the concentration is generally less than or equal to 1 µg/L. To measure these compounds, a gas chromatographic screening procedure is used after the collection of a composite sample on a resin or in a continuous liquid-liquid extractor. The screening procedure consists of a qualitative analysis with subsequent quantitative evaluation of the constituents found. The screening method develops chromatographic profiles which are then represented by a computer plot program<sup>25</sup>. Each chromatographic profile contains

the complex group of trace organics present in the extracted water and is a "fingerprint" of the sample. When many profiles are plotted in the same manner, all the chromatographic profiles can be compared. GC/MS identifications help evaluate the consistencies and differences observed between profiles.

#### a. Engineering Evaluation for Compounds > 1 µg/L

For compounds in concentrations greater than 1 µg/L, either formed through the chlorination process or consistently present in the Delaware River, the adsorption mechanism can be evaluated using breakthrough curves (a time series plot of effluent concentration).

A typical breakthrough curve for chloroform from a pilot study on regenerated GAC<sup>26</sup>, Figure 9, shows that this compound breaks through in the effluent of these 15 minute empty bed contact time (EBCT) columns at day 42 and all the carbons are exhausted for its removal by day 99 when the effluent follows the influent pattern of concentration. Figure 10 shows that total organic carbon (TOC) for the same GAC columns reaches a plateau after about 50 days of operation where the decomposition of organics is pronounced enough to produce an equilibrium effect between the applied water and the internal removal of TOC in the column. This equilibrium may be temporarily shifted if the influent level is changed but, after a period of readjustment, a new plateau is reached. Biological growth on the GAC columns has been more fully described by McElhaney and McKeon<sup>21</sup>.

Thus different zones of performance can be defined during the operation of GAC columns at 15 minute EBCT: mg/L TOC breakthrough reaches equilibrium in 50 days, µg/L chloroform breakthrough starts at 42 days and proceeds until exhaustion occurs at 99 days and <µg/L breakthrough of other organic compounds as discussed below.

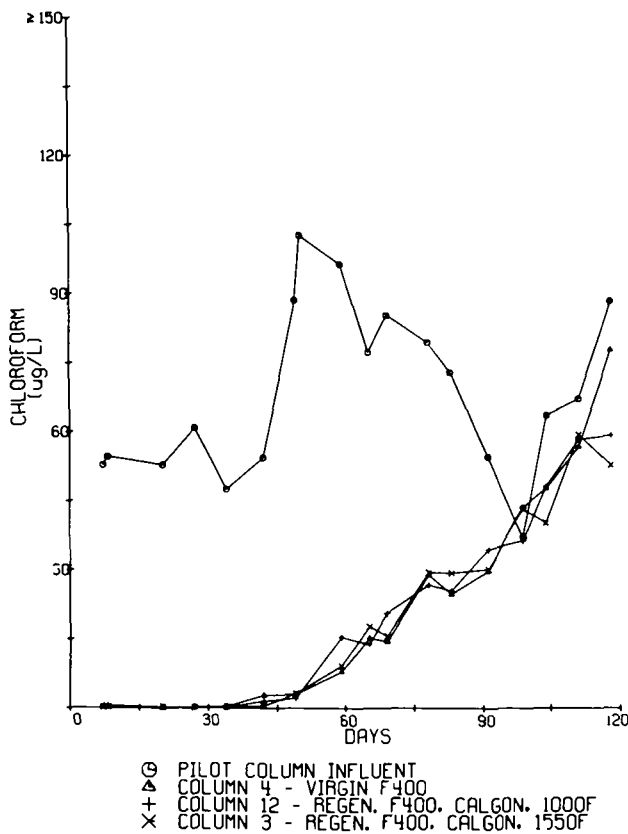


Fig. 9. Chloroform breakthrough curves, EBCT = 15 min.

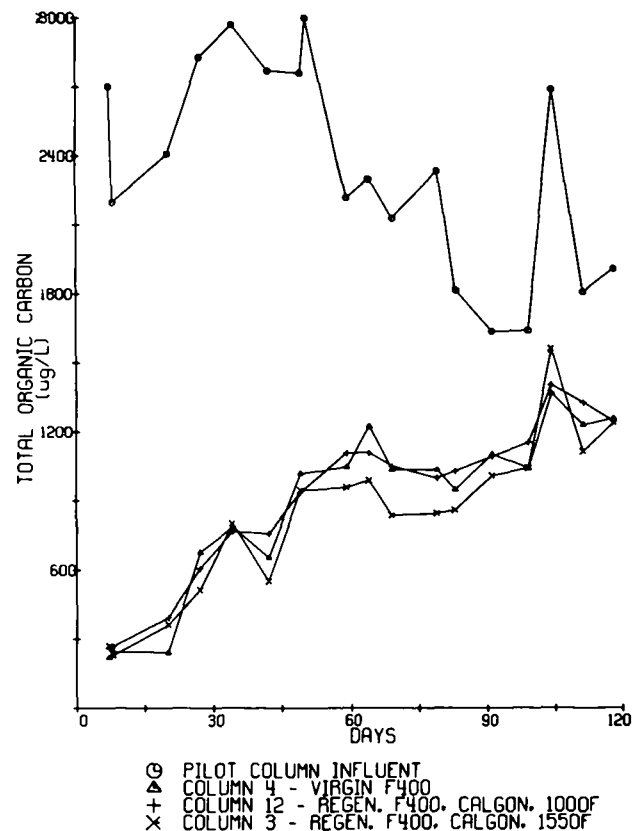


Fig. 10. TOC breakthrough curves, EBCT = 15 min.

*b. Engineering Evaluation for Compounds  $\leq 1 \mu\text{g/L}$*

During two time periods described for chloroform and TOC adsorption, many non-polar trace organics of health concern also begin to break through the GAC column with lower molecular weight compounds breaking through first. After day 100 (week 14) when chloroform breakthrough is complete and the TOC has reached its equilibrium point, the medium and high MW non-polar trace organics of health concern are of primary interest. For a typical example of how these organics vary after 14 weeks, results of the gas chromatographic screening procedure from the same Pilot Study on regenerated GAC is discussed.

Characterizations of organics present in the column influent and effluents were accomplished by use of computer-reconstructed "spiked" profiles. Each spike on these profiles represents a chromatographic peak. The spikes are representative of relative concentrations and allow comparative interpretations. Spiked profiles are preferable to actual chromatograms because they reduce the data to a manageable physical size, and allow rapid visual comparisons of the presence of a compound and the relative concentration levels within one chrom-

atogram or among several chromatograms<sup>27</sup>.

From the pilot study which compared virgin and reactivated GAC<sup>26</sup>, three weeks of data, week 14 (9/02/17), week 16 (9/03/02) and week 17 (9/03/09), are presented in Figure 11A and B. For each week, computer reconstructed gas chromatograms of the influent to the columns and the effluents from each column containing virgin and various regenerated carbons are shown in these figures.

Inspection of the figures immediately indicates a difference: the effluents of Figure 11A are much more heavily loaded with organics than are those of Figure 11B. Since retention time on a non-polar GC phase (SP 2100) is a rough index of boiling point and molecular weight, this illustrates the fact previously noted<sup>27</sup> that GAC columns tend to show breakthrough much earlier for volatile low molecular weight compounds than for those of higher molecular weight.

During week 14, only the lowest boiling C<sub>3</sub> benzene isomers (C<sub>3</sub>O) were present in large concentration, but during week 16, four C<sub>3</sub>O isomers became very prominent. Correlated with this was a general increase in the effluent loads of all columns for that week. In the influent

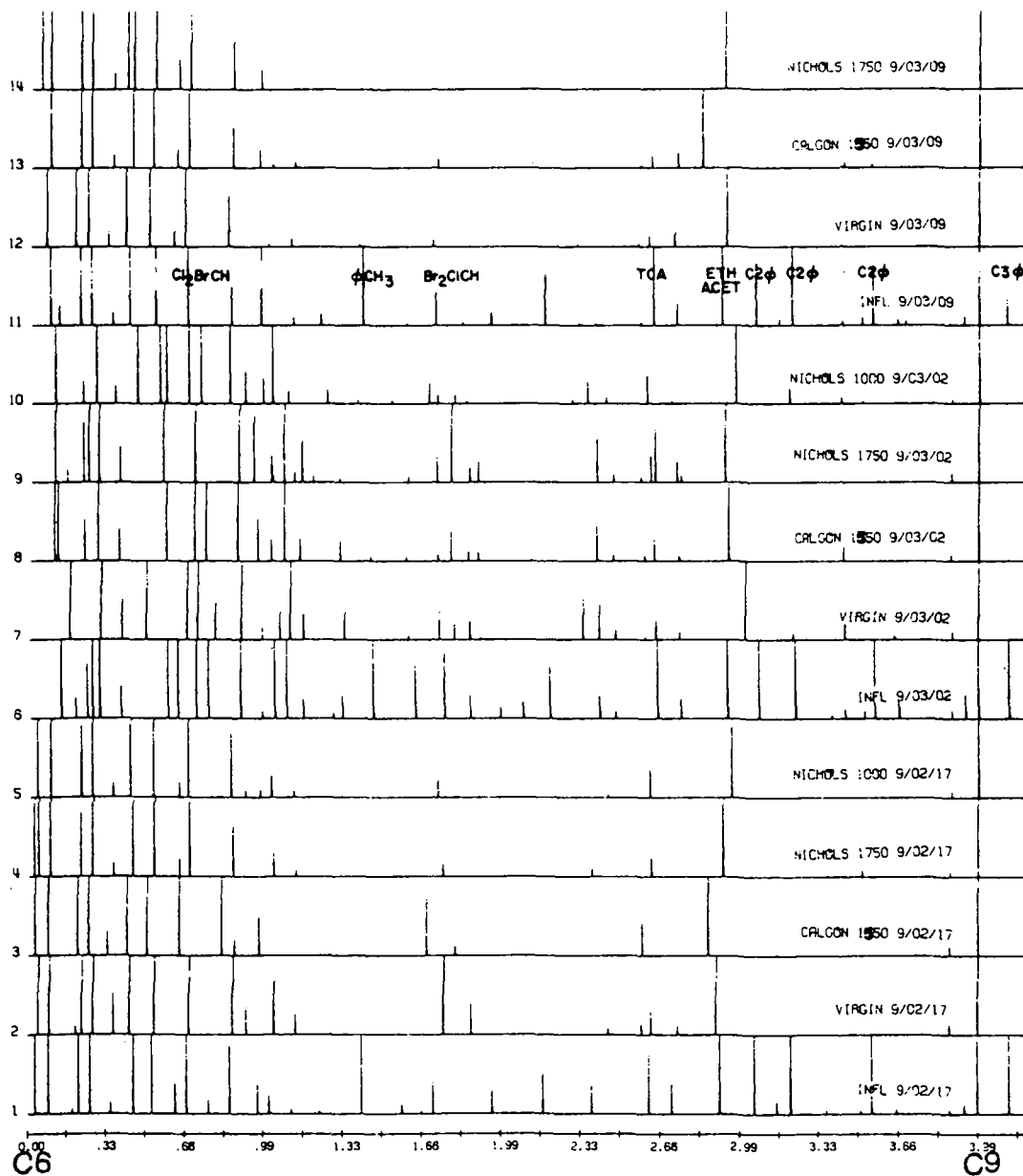


Fig. 11A. Chromatogram below nonane (C<sub>9</sub> Alkane) of the influents to the pilot plant and effluents from columns containing virgin and various regenerated GAC for weeks 14, 16 and 17.

of week 17, the C<sub>3</sub>O concentration dropped sharply and the C<sub>2</sub> benzene isomers (C<sub>2</sub>O) concentrations dropped less dramatically to values below those of week 14. This, in turn, was correlated with the cleanest effluents of the three weeks. It is evident that an important controlling factor for column operation during this period was the relative presence or absence of the alkyl benzene (C<sub>2</sub>O, C<sub>3</sub>O & C<sub>3</sub>O) species.

A serious problem with this qualitative approach exists for compounds which are present intermittently in the Delaware River. In this case, pilot studies for design of activated carbon systems are entirely dependent on the particular river conditions present during the test. Since many organic compounds are in this category, several research approaches are being considered at this time. One such approach would involve the use of theoretical adsorption models such as the Net Adsorption Energy Concept<sup>28</sup>, to classify health effect compounds and select polarity probes representative of distinct phases. A mixture of these probes, each in a concentration range of  $\approx 1 \mu\text{g/L}$ , could then be spiked to the influent river water to the carbon column. Although this would represent much more severe conditions than would normally be expected in the Delaware River, the resulting breakthrough curves would enable a conservative estimation of the carbon vessel's bed life.

## Conclusion

Extensive monitoring of surface and groundwater supplies in the United States has shown that many contain numerous organic compounds. Thus far, drinking water standards have been established for six pesticides and the trihalomethanes. Additional maximum contaminant levels are expected to be established for organics that may be carcinogenic or pose other human health risks.

Removal of trace organics by a water treatment plant is one of the most difficult problems facing water utilities. Since the types and concentrations of organic compounds vary between different locations and seasons of the year, laboratory and pilot scale tests on the water to be treated is an apparent necessity. For example, certain U.S. studies have shown that some removal of THM precursor organics occurs during the clarification process. However, other studies using different source waters, have concluded that this effect is minimal. Nevertheless, general guidelines are being developed for different problems (e.g. locations where haloforms are the primary problem – Southern California or locations where influent synthetic organic chemicals are the primary problem – Philadelphia, Pennsylvania).

While still in the feasibility analysis phase of control strategy development, Metropolitan Water District of

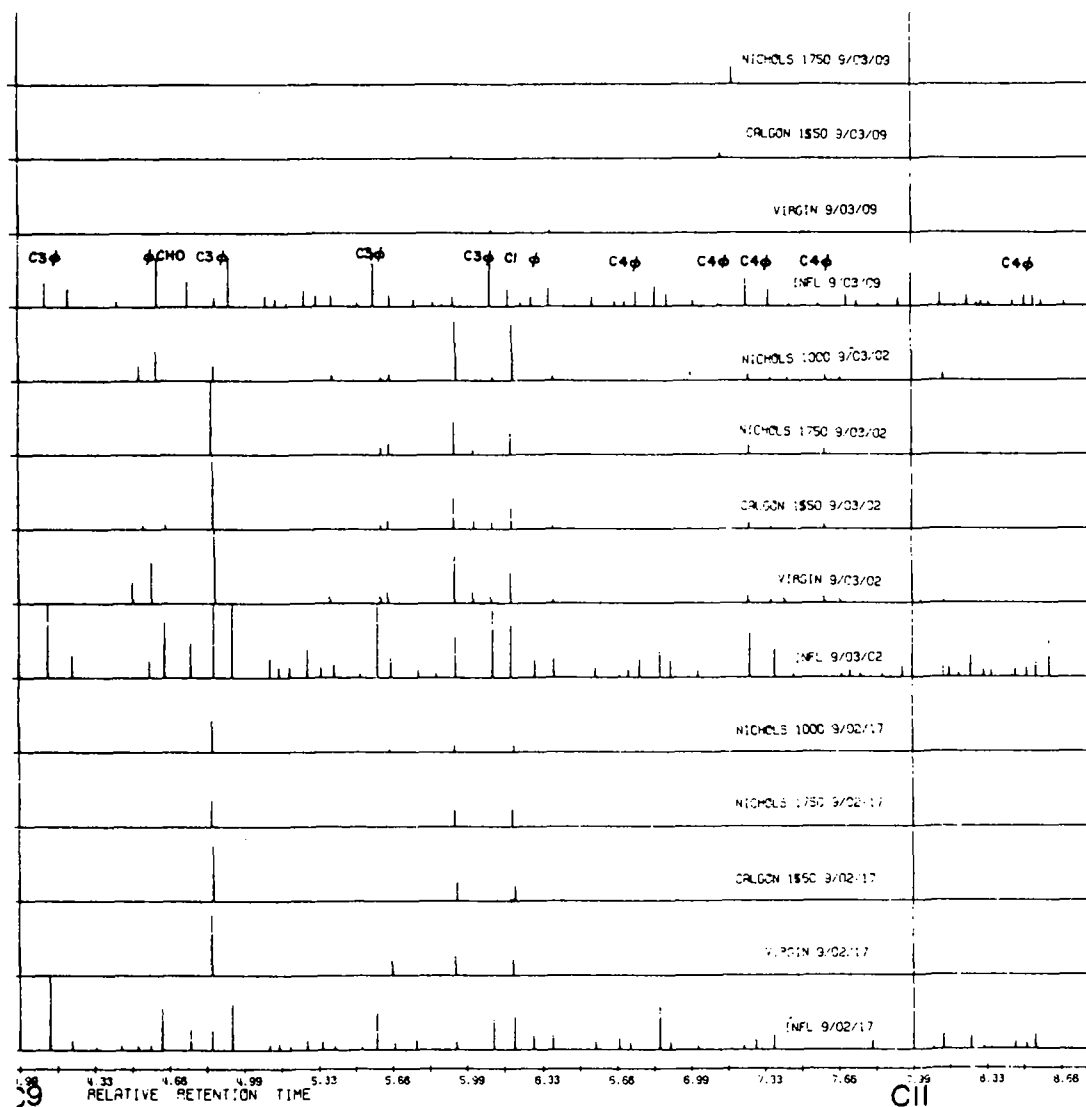


Fig. 11B. Chromatogram above nonane (C<sub>9</sub> Alkane) of the influents to the pilot plant and effluents from columns containing virgin and various regenerated GAC for weeks 14, 16 and 17.



Southern California is pursuing several alternatives to control trace organics. Sophisticated analytical methods have been developed and adapted to detect the presence of these trace contaminants and to monitor their removals. Treatment alternatives are being explored to control trihalomethanes along with the alternative of changing the raw water supply. A phased implementation of these two approaches will hopefully allow a more rational development of advanced treatment technologies. It is expected that bench and pilot-scale studies will result in an efficient combination of oxidative and adsorptive unit processes.

At the Philadelphia Water Department, a framework has been developed for designing and subsequently evaluating the operating performance of a granular activated carbon process. This includes both a consideration of direct impacts to human health and indirect impacts affecting the operating performance of the GAC process as well as aesthetic problems arising in the treated water during its transmission in the distribution system.

The interaction of chemistry and biology in a GAC system with predisinfection must be more carefully investigated before any conclusive engineering evaluation and economic analysis can be made. Research studies must determine if microorganisms can decompose specific organic compounds of human health concern and high molecular weight organics which compete with these lower weight compounds for adsorption sites on the carbon.

The engineering evaluation performed thus far has encompassed a number of hydraulic and vessel configurations using virgin and regenerated carbon. Because of the variable chemical nature of the Delaware River both numerical and qualitative evaluations of GAC process efficiency have been utilized. For organics which are consistently found in concentrations greater than 1  $\mu\text{g/L}$ , a rigorous quantitative analysis has been developed using breakthrough curves, mass loading curves and statistical testing of the compounds found in the influent and effluent to the GAC column. For transient compounds and those in concentrations less than or equal to 1  $\mu\text{g/L}$  a qualitative screening approach using time-series representation with gas chromatographic computer profiles of the trace organic compounds present is used. An understanding of these key issues may then lead to development of a well operated water treatment process.

## References

1. Environmental Protection Agency. *National Interim Primary Drinking Water Regulations*. Office of Water Supply, EPA-570/9-76-003, Washington, D.C. (1976).
2. U.S. Environmental Protection Agency, "National Interim Primary Drinking Water Regulations; Control of Trihalomethanes in Drinking Water: Final Rule", *Federal Register* 44: 68624-68707 (1979).
3. National Academy of Science. *Drinking Water and Health*. Safe Drinking Water Committee of the National Research Council, Washington, D.C. (1977).
4. National Academy of Science. *Drinking Water and Health, Second Report of Safe Drinking Water Committee to the Environmental Protection Agency*. Washington, D.C. (In press 1980).
5. National Cancer Institute, "Position Paper - Human Health Considerations of Carcinogenic Organic Chemical Contaminants in Drinking Water", *Federal Register* 43: 29148-29150 (1978).
6. Interagency Research Liaison Committee, "Regulators Release Chemicals Hit List", *Chemical and Engineering News*, 56:50 (1978).
7. Sander, R., W. Kuhn and H. Sontheimer, "Study of the Reaction of Chlorine with Humic Substances", *Z. Wasser Abwasser Forsch* 10:155 (1977).
8. Oliver, B. G., "Chlorinated Non-Volatile Organics Produced by the Reaction of Chlorine with Humic Material", *Canadian Res.* 11:21 (1978).
9. Lawrence, J., H. Tosine, R. I. Onuska and M. E. Combs, "The Ozonation of Natural Waters: Product Identification", Presented at the *International Ozone Institute Symposium on Advanced Ozone Technology*, Houston, Texas (1979).
10. Schalekamp, M., "The Use of GAC Filtration to Ensure Quality in Drinking Water from Surface Sources", *J. American Water Works Association*, 71:638 (1979).
11. Babcock, D. B. and P. C. Singer, "Chlorination and Coagulation of Humic and Fulvic Acids", *J. American Water Works Association*, 71:149 (1979).
12. Blanck, C. A., "Trihalomethane Reduction in Operating Water Treatment Plants", *J. American Water Works Association*, 71:525 (1979).
13. Sontheimer, H., E. Heilker, M. R. Jekel, H. Nolte and F. H. Vollmer, "The Mulheim Process", *J. American Water Works Association*, 70:393 (1978).
14. Fiessinger, F. and J. L. Bersillon, "Prepolymerisation de l'Hydroxide d'Aluminium pour la Coagulation des Eaux", *Trib. Cebedeau*, 399:52 (1977).
15. McGuire, M. J., "Feasibility Analysis and Implementation of Synthetic Organic Chemical Control Strategies", *Activated Carbon Adsorption of Organics from the Aqueous Phase*, Volume 2, edited by M. J. McGuire and I. H. Suffet, Ann Arbor Science Publ., Ann Arbor, Mich. (1980).
16. Cohen, R. S., C. J. Hwang and S. W. Krasner, "Controlling Organics: The Metropolitan Water District of Southern California Experience", *J. American Water Works Association*, 70:647 (1978).
17. Symons, J. M. and A. A. Stevens, "Physical-Chemical Pretreatment for the Removal of Precursors", presented at Karlsruhe Conference-Oxidation Techniques in Drinking Water Treatment, Federal Republic of Germany (1978).
18. Norman, T. S., L. L. Harms and R. W. Looyenga, "The Use of Chloramines to Prevent Trihalomethane Formation", *J. American Water Works Association*, 72:176 (1980).
19. Natural Resources Defense Council, et al., v Train *Consent Decree on Priority Pollutants*, 8ERC2120 (D.D.C. 1976).
20. Suffet, I. H., L. Brenner, P. R. Cairo, "GC/MS Identification of Trace Organics in Philadelphia Drinking Water During a 2 Year Period", *Water Research* (In Press, 1980).
21. McElhaney, J. B. and W. R. McKeon, "Enumeration and Identification of Bacterial Population on GAC", *Proceedings of the 1978 AWWA Water Quality Technology Conference*, Louisville, Kentucky (1978).
22. Suffet, I. H., "Monitoring Aspects of the Adsorption Unit Process for Drinking Water", *Activated Carbon Adsorption of Organics from the Aqueous Phase*, Volume 2, edited by M. J. McGuire and I. H. Suffet, Ann Arbor Publishers, Inc., Ann Arbor, Mich. (1980).
23. McGuire, M. J. Thesis. Drexel University, Philadelphia, PA (1978).
24. Bellar, T. A. and J. J. Lichtenberg, "Determining Volatile Organics at Microgram-per-Liter Levels by Gas Chromatography", *J. American Water Works Association*, 66:739 (1974).
25. Glaser, E. R., B. Silver and I. H. Suffet, "Computer Plots for the Comparison of Chromatographic Profiles", *Journal of Chromatographic Science*, 15:22 (1977).

26. Cairo, P. R., J. T. Coyle, J. J. Davis, H. M. Neukrug, I. H. Suffet and A. Wicklund, "An Initial Evaluation of Regenerated Activated Carbon Using Laboratory and Pilot Column Studies", *Proceedings of the 1979 AWWA Water Quality Technology Conference*, Philadelphia, PA (1979).
27. Suffet, I. H., L. Brenner, J. T. Coyle and P. R. Cairo, "Evaluation of the Capability of Granular Activated Carbon and XAD-2 Resin to Remove Trace Organics from Treated Drinking Water", *Environmental Science and Technology*, 12:1315 (1978).
28. McGuire, M. J. and I. H. Suffet, "The Net Adsorption Energy Concept", *Activated Carbon Adsorption of Organics from the Aqueous Phase*, Volume 2, edited by I. H. Suffet and M. J. McGuire, Ann Arbor Science Publ., Inc., Ann Arbor, Mich. (1980).

71  
100SA80

# Rapport spécial 7

## Progrès dans le traitement biologique

par **A. Benedek,**

Professeur associé, Département de génie chimique, McMaster University, Hamilton, Ontario, Canada.

et **Y. Richard,**

Société Degremont, B.P.46, 92152 Suresnes CEDEX, France.

### Introduction

La technologie classique du traitement de l'eau potable est basée sur des processus physicochimiques tels que coagulation, décantation, filtration et chloration. Récemment, deux évolutions majeures ont obligé à réexaminer cette technologie. D'abord, la pollution croissante des eaux de surface dans le monde entier s'est traduite par la présence de quantités significatives de produits organiques de synthèse,  $\text{NH}_4^+$ ,  $\text{NO}_3^-$ , et autres traces d'éléments indésirables dans les prises d'eau de nombreuses stations de traitement d'eau potable. Ensuite, les progrès de la chimie analytique font que beaucoup de ces éléments indésirables peuvent maintenant être détectés dans l'eau traitée et que certaines déficiences dans les technologies physicochimiques appliquées (comme la formation de trihalométhanes) sont devenues apparentes.

Il en est résulté un appel mondial à des normes de qualité de l'eau potable plus strictes et en conséquence, à la recherche de technologies qui pourraient répondre aux normes de qualité existantes ou anticipées.

Le traitement biologique est l'une des technologies actuellement à l'étude. Comme il sera démontré ci-dessous, le traitement biologique peut éliminer des matières organiques désagréables (par ex. phénols) aussi bien que des matières inorganiques (par ex.  $\text{NH}_4^+$ ,  $\text{NO}_3^-$  et leurs composés).

Pour l'élimination des corps biodégradables, le traitement biologique offre deux avantages significatifs:

- (i) faibles coûts d'exploitation en raison des faibles besoins en énergie) et
- (ii) probabilité relativement faible de formation de sous-produits toxiques.

Les inconvénients principaux du traitement biologique sont:

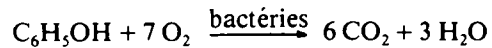
- (i) contrôle du traitement difficile à atteindre
- (ii) investissements en capital relativement élevés, et
- (iii) les eaux traitées peuvent être excessivement contaminées par des bactéries.

La difficulté de contrôle du traitement est de loin l'inconvénient le plus significatif à l'heure actuelle et, en raison d'une compréhension relativement faible du traitement biologique, il existe des possibilités non négligeables pour qu'il soit mal appliqué.

Le but de ce rapport est de jeter les bases d'une meilleure compréhension du traitement biologique et, en conséquence, d'empêcher qu'il soit mal appliqué. L'accent est fortement mis sur la revue des recherches récentes relatives au traitement biologique dans les filtres à charbon actif granulé car c'est à propos de ce procédé que la plupart des progrès et aussi des incompréhensions se sont manifestés ces dernières années.

### Elimination des matières organiques

Pour les besoins de ce rapport, on admet que l'élimination des matières organiques résulte du métabolisme des bactéries. Un exemple de réaction de biodégradation en condition aérobie, est donné ci-dessous:



La dégradation biologique au cours du traitement de l'eau potable diffère de celle du traitement des eaux usées en ce que la teneur en matière organique dégradable est généralement extrêmement faible. Les principes habituels du traitement des eaux usées ne sont donc pas applicables, la production nette de cellules pendant la biodégradation est probablement négligeable car pour une faible teneur en substrat, l'énergie dérivée de la dégradation du substrat est probablement insuffisante pour compenser la dégradation cellulaire. Donc, dans la réaction ci-dessus, les bactéries apparaissent comme catalyseurs plutôt que comme un reactif direct ou un produit de réaction.

La teneur en matière organique des eaux de surface varie typiquement de 2 à 10 mg/l, exprimé en carbone ou carbone organique total (COT). Typiquement, plus de 90% de ces matières organiques sont des acides humiques et fulviques non-dégradables (Packham 1964; Helfgott et al. 1977) et en conséquence, dans la plupart des eaux de surface, on peut s'attendre à ce que la teneur en COT biodégradable soit inférieure à 1 mg/l.

Si l'on admet qu'il existe environ 9 mg/l d'oxygène dans l'eau de surface juste avant le traitement biologique, et que les bactéries ont besoin de 3 mg/l d' $\text{O}_2$  au maximum pour chaque mg de COT dégradé en  $\text{CO}_2$ , on peut estimer qu'il peut se trouver jusqu'à 3 mg/l de COT biodégradable dans l'eau de surface avant qu'une situation anaérobie se rencontre au cours du traitement. On peut donc admettre que la situation sera généralement aérobie.

D'un autre côté, si l'on a besoin d'oxygène biologique pour une oxydation inorganique (par ex. oxydation de  $\text{NH}_4^+$ ), la situation deviendra anaérobie si l'on ne l'empêche pas par une aération comme indiqué ci-dessous dans le chapitre sur l'élimination du  $\text{NH}_4^+$ .

### Filtration lente sur sable

La filtration lente sur sable est l'une des plus anciennes techniques utilisée pour la production d'eau potable (Smethurst, 1979). Dans les filtres à sable lents, l'eau percole à travers un lit de sable fin à des vitesses de l'ordre du mètre par jour. Au cours du passage de l'eau à travers le lit, on s'attend à ce que certaines matières

organiques se dégradent et à ce que  $\text{NH}_4$ , le fer et le manganèse soient éliminés biologiquement.

Au cours des dernières années, il y a eu un déclin continu dans l'emploi des filtres lents en raison de leurs inconvénients sérieux (RAY, 1974):

- (i) importantes surfaces nécessaires
- (ii) coûts de main d'oeuvre élevés pour desservir et nettoyer les filtres
- (iii) encrassement de la surface par les eaux brutes a forte turbidité
- (iv) difficultés d'exploitation en climat froid
- (v) élimination de la couleur insuffisante.

Néanmoins certaines stations de traitement modernes conservent toujours des filtres lents comme élément du traitement d'ensemble avant ou après les traitements physicochimiques classiques. Ainsi les stations de traitement le long du Rhin ont recours à la filtration par les rives pour pré-traiter leurs eaux brutes avant ozonation, filtration rapide sur sable, adsorption au charbon actif et post-chloration.

L'élimination des matières organiques au cours du passage à travers les rives peut être substantielle; par exemple, à Dusseldorf, l'infiltration par les rives abaisse le COT de l'eau du Rhin d'une moyenne de 6,5 à 2 mg/l. Mais dans le cas de l'infiltration par les rives, une partie de la diminution du COT vient de la dilution avec l'eau souterraine qui abonde dans les couches alluviales.

Inversement, la post-filtration tend à n'éliminer que très peu de matière organique, comme le montre l'expérience de la station de traitement de Lengg de la ville de Zurich, Suisse. Dans cette station, l'eau du lac est coagulée, filtrée, ozonée et filtrée sur charbon actif avant filtration lente sur sable (Schalekamp, 1976). Après ce traitement intensif, l'élimination de COT au cours de la filtration lente sur sable est pratiquement négligeable. Cependant cette post-filtration sur sable est justifiée comme assurance en cas de défaillance potentielle des étapes de traitement en amont.

Une excellente étude sur les filtres à sable lents a été récemment réalisée par Mallevalle (1980). Cette étude portait aussi sur l'emploi du charbon actif en grains dans des filtres rapides et lents et la figure 1

Figure 1. Répartition des débits à la station expérimentale française du Mont Valérien (d'après Mallevalle, 1980). (Page J6)

donne le plan des installations étudiées. L'eau de la Seine, relativement polluée, est traitée en deux courants principaux parallèles. Dans le premier courant, la filtration lente sur sable est utilisée comme traitement primaire, dans le second courant les étapes de traitement physicochimiques classiques de coagulation, décantation et filtration rapide sur sable précèdent la filtration lente sur sable. Comme le montre la figure, le second courant comporte des expériences parallèles sur l'effet de l'ozone et sur le remplacement du milieu filtrant par du charbon actif en grains. Finalement, on étudie également la différence entre la filtration lente et la filtration rapide sur charbon en grains. Toutes les installations sont à échelle industrielle, à l'exception des filtres rapides à charbon en grains. Le tableau 1 donne le détail des conditions de fonctionnement des filtres. Le tableau 2 donne l'élimination des matières organiques en, termes de COT.

Tableau 1. Caractéristiques des milieux filtrants au cours de l'étude du Mont Valérien. (Page J6)

Tableau 2. Teneur en COT de l'effluent des principales unités de traitement au Mont Valérien (D'après Mallevalle, 1980). (Page J7)

Les résultats donnés dans le tableau 2 permettent de tirer de cette étude les conclusions suivantes:

- (i) la filtration lente sur sable seule permet de réduire

le COT de l'eau brute de 30%, soit juste autant que les étapes physicochimiques classiques de coagulation, décantation et filtration;

- (ii) en l'absence de filtration sur charbon en grains, la post-filtration lente sur sable amène une élimination supplémentaire de COT de près de 10%;
- (iii) l'ozonation améliore l'élimination de COT pendant la post-filtration lente sur sable de près de 5%;
- (iv) le remplacement des 15 premiers centimètres de sable par du charbon actif en grains augmente l'élimination du COT par filtration lente de 12 à 15%.

## Élimination des matières organiques dans les filtres à charbon actif en grains

Les filtres à charbon actif en grain (CAG) ont été installés à l'origine dans les stations de traitement de l'eau pour éliminer par adsorption les composés organiques. Les recherches faites au cours de la dernière décennie ont toutefois fait ressortir qu'il existait des populations microbiennes significatives dans les filtres à CAG (Klotz et al., 1976; Van der Kooij, 1976; Benedek, 1977; Latoszek et Benedek, 1979).

On peut tirer les conclusions suivantes de l'analyse de ces recherches:

- (i) les bactéries s'adsorbent rapidement sur le charbon actif. Initialement, l'adsorption de bactéries de l'eau envoyée sur le filtre est presque complète (Benedek, 1977). Par la suite, il s'établit un équilibre d'adsorption (Klotz et al., 1976). On a noté des niveaux de bactéries atteignant  $10^8$  cellules par gramme de CAG.
- (ii) La teneur en bactéries dans l'effluent des filtres s'abaisse initialement pendant le passage à travers les filtres. Par la suite, la teneur en bactéries s'élèvera si l'on ne pratique pas des lavages fréquents (Schalekamp, 1976).

Parallèlement au travail sur les aspects microbiologiques de ces filtres, des chercheurs ont commencé à étudier les mécanismes d'élimination de la matière organique et ont postulé que c'est la dégradation biologique plutôt que l'adsorption sur le charbon actif qui est le mécanisme principal de l'élimination de la matière organique dans les filtres à CAG, particulièrement après une longue période de temps (Eberhardt, 1976; Benedek, 1977; Rice, 1977). En outre, certains des chercheurs ont soutenu que la croissance bactérienne sur le CAG représente un milieu de croissance spécial dans lequel le substrat, concentré par adsorption, se prête plus facilement à la croissance. Ils ont aussi postulé que, comme résultat de cette activité, le charbon actif reste libre de matière organique (par suite de la régénération biologique) en conformité essentiellement avec les théories avancées pour les filtres à charbon actif en traitement secondaire des eaux usées (Weber, 1970; Guirguis, 1978). En fait un nouveau terme, "charbon actif biologique" (CAB) est né et, dans l'esprit de beaucoup, le CAB a été regardé comme une panacée qui peut substantiellement réduire ou éliminer le carbone organique à un très faible coût.

Mais des études récentes jettent un doute sur ces premiers rapports et montrent clairement que:

- (i) les bactéries ne sont pas capables d'utiliser la plupart de la matière organique adsorbée sur le CAG (Van der Kooij, 1978; Benedek, 1978);
- (ii) l'élimination à long terme de la matière organique dans les colonnes de charbon actif est due principalement à une adsorption lente (Benedek et al., 1980; Mallevalle, 1980).

Les observations ci-dessus méritent une discussion

détaillée car elles sont contraires à l'idée généralement acceptée du CAB auparavant décrite.

Les études de Van der Kooij (1976 et 1978) ont montré que le taux de mortalité des bactéries extraites de colonnes de charbon actif et de colonnes de sable après avoir été alimentées en eau du robinet pendant une longue période est essentiellement le même. L'interprétation de Van der Kooij est que les matières organiques adsorbées sur le charbon actif ne sont pas disponibles pour soutenir la croissance ou l'entretien des bactéries fixées. En outre Benedek (1978) donne des chiffres qui montrent que même pour un simple substrat comme le phénol, la régénération biologique possible est limitée et la fraction régénérable tend rapidement vers zéro.

Les études faites à l'Université McMaster (Peel et Benedek, 1979; Peel et Benedek, 1980; Benedek et al., 1980) montrent que l'adsorption est un processus très lent qui se passe en deux grandes étapes; d'abord l'adsorption procède relativement vite dans ce que les chercheurs ont dénommé les "macropores", ensuite elle se poursuit très lentement dans les "micropores". La figure 2 illustre le phénomène d'adsorption dans le

Figure 2. Illustration schématique du phénomène d'adsorption dans un grain de charbon actif. (Page J7)

charbon actif et le mélange de tailles de pores que l'on y rencontre habituellement. Il y a de nombreuses preuves (Peel et Benedek, 1980) en littérature que dans les pores qui sont semblables en taille aux adsorbats, la vitesse d'adsorption est restreinte. Ce phénomène de diffusion restreinte dans les petits pores est dénommé "diffusion lente".

La figure 3 illustre un essai cinétique en cuve pour Hamilton, Ontario, Canada, et portant sur de l'eau de robinet. Dans un tel essai, la concentration en carbone organique est surveillée en fonction du temps en présence d'une certaine quantité de CAG.

Figure 3. Essais en cuve sur de l'eau de robinet d'Hamilton, Ontario (d'après Benedek et al., 1980). Les constantes apparaissant sur cette figure sont les constantes cinétiques en cuve du modèle calculé pour la diffusion en macro et micropores. (Page J7)

Figure 4. Comportement d'adsorption à long terme d'adsorbés à charbon actif. Essais en cuve sur modèle utilisant l'eau de robinet d'Hamilton, Ontario (d'après Benedek et al., 1980). La ligne tirée est la prédiction du modèle d'adsorption cinétique. (Page J8)

Initialement, l'adsorption est très rapide, mais, éventuellement, elle devient extrêmement lente. L'eau distribuée à Hamilton vient du lac Ontario où la pollution d'origine humaine devrait être extrêmement diluée; par conséquent le carbone organique présent dans le lac Ontario ne devrait pas être dégradé. Cependant, la colonne d'adsorption indique l'élimination à long terme d'une petite fraction du carbone organique traversant la colonne.

Benedek et al. (1980) ont appliqué un modèle cinétique à trois paramètres de Peel et Benedek (1980) aux données cinétiques résultant de la figure 3 basées sur les principes de l'adsorption de micro et macro pore mentionnés ci-dessus. Ils ont ultérieurement prédit le comportement du filtre à CAG uniquement d'après un isotherme d'adsorption et les constantes cinétiques résultant de la figure 3 et ils ont obtenu une prédiction de la concentration de l'effluent en fonction du temps qui s'accorde raisonnablement bien avec les chiffres réels (voir figure 3). Ainsi, dans le cas de l'eau de robinet d'Hamilton, l'élimination à long terme de la matière organique peut être expliquée par l'adsorption plutôt que par la biodégradation.

Mallevalle (1980) a étudié des filtres à sable et à

CAG au Mont-Valérien comme discuté ci-dessus. Dans ce cas, l'eau brute était prise dans la Seine; une fraction significative du carbone organique doit être dégradée; une comparaison des filtres avec et sans CAG indique que dans les filtres lents contenant du CAG, il y a une élimination significativement plus importante de carbone organique.

En raison de la longueur du temps de contact dans ces filtres lents, Mallevalle a émis l'hypothèse que la fraction biologiquement dégradable des nutriments organiques (carbone organique assimilable ou CAO) serait complètement et également éliminée dans le sable aussi bien que dans le filtre à CAG/sable. Ainsi, en soustrayant l'élimination par le filtre à sable correspondant de l'élimination par le filtre à CAG/sable, on peut calculer l'élimination par adsorption. La figure 5 montre l'élimination cumulative par adsorption calculée de cette façon pour l'un des filtres contenant 15 cm de charbon actif NORIT PKST. La figure 5 donne aussi la courbe cumulative d'adsorption prédite par le modèle de Peel et Benedek (1980) d'après la cinétique en cuve et les données d'isotherme.

Figure 5. Comportement d'adsorption cumulative à long terme d'adsorbés en taille réelle (filtres lents à PKST) de l'étude du Mont Valérien (Mallevalle, 1980). La courbe continue est la prédiction pour cet adsorbé à deux couches sur la base du modèle cinétique d'adsorption lente de Benedek et al., (1980). (Page J8)

La pente des valeurs dans une courbe cumulative d'adsorption est égale à la fraction de matière organique éliminée. Les valeurs ressortant de la figure 5 sont évidemment caractéristiques de l'adsorption en ce qu'au début la pente est relativement forte, et qu'ensuite, la capacité d'adsorption diminuant, la pente tend graduellement vers zéro. Ainsi la suppression de l'élimination provoquée par la biodégradation réduit manifestement les valeurs à une élimination strictement d'adsorption. Le fait que l'élimination d'après la figure 5 est d'adsorption est également confirmé par l'excellent accord entre les chiffres expérimentaux et le modèle prédictif basé sur les seules caractéristiques de l'adsorption.

Les arguments ci-dessus montrent que le CAG n'augmente pas symbiotiquement ou "magiquement" la biodégradation. Cependant, comme le souligne Benedek (1978), le charbon actif comme support biologique a des avantages certains:

- (i) la rugosité de surface des grains de CAG en même temps qu'une capacité d'adsorption apparente pour les bactéries aide à retenir les bactéries à la surface des grains même en présence d'une force de cisaillement telle que celle qui se produit lors du lavage du filtre à l'air et à l'eau;
- (ii) le charbon actif protège les bactéries de désinfectants comme le chlore;
- (iii) de nombreuses substances toxiques sont adsorbées par le CAG ce qui réduit leur teneur en solution comme leur toxicité.

En outre, la combinaison de biodégradation et adsorption atténue les fluctuations de concentration et constitue donc une méthode d'élimination sûre pour les composés organiques de tous types.

Finalement, il y a lieu de considérer l'effet de la préozonation sur le rendement du CAG. Il a été signalé que l'ozone augmente considérablement l'efficacité des filtres à CAG en augmentant la fraction biodégradable des composés organiques (Eberhardt, 1976; Rice, 1977; Kuhn et al., 1978).

Mais d'autres études ont montré que l'effet de l'ozone est relativement faible (Benedek, 1977; Benedek et al., 1979; Mallevalle, 1980). Il est très probable que cet effet est spécifique du type d'eau brute utilisé et d'autres recherches sont nécessaires pour identifier les situations où l'emploi d'ozone serait avantageux.

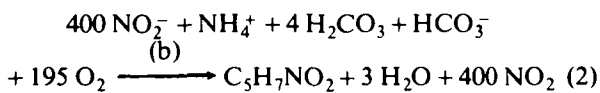
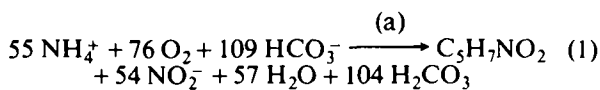
## Élimination de l'azote

### Élimination de l'azote par les organismes nitrifiants

On trouve de l'ammoniaque dans les rivières et dans les eaux souterraines sous forme d'ion ammonium. Il provient de la décomposition biologique de la matière protéinique ainsi que d'apports anthropogènes.

L'élimination biologique de l'ammoniaque a été bien mise au point pour les eaux usées. Récemment, l'augmentation des teneurs en  $\text{NH}_4^+$  a amené à appliquer ce procédé dans les stations de traitement d'eau potable. Une élimination biologique typique de l'ammoniaque est réalisée en faisant passer l'eau brute dans un filtre classique garni d'un matériau granulaire comme la pouzzolane.

L'élimination biologique de l'ammoniaque, ou nitrification, est basiquement un processus d'oxydation, qui donne de l'ion nitrate. Cette oxydation se produit en deux étapes (Haug et al., 1972; Sutton, 1976).



où  $\text{C}_5\text{H}_7\text{NO}_2$  représente les protéines bactériennes et (a) et (b) les bactéries Nitrosomas et Nitrobacter respectivement.

Ces équations font ressortir un besoin stoechiométrique en oxygène de 4,25 mg  $\text{O}_2$  pour 1 mg d' $\text{NH}_4$  éliminé, exprimé en N. Par conséquent, la quantité de  $\text{NH}_4$  qui peut être éliminée d'une eau saturée en oxygène ne dépasse pas 3 mg/l à la température ordinaire (5 à 25°C). Quand la teneur en  $\text{NH}_4$  dépasse cette valeur, il faut apporter à l'eau de l'oxygène supplémentaire.

Ces réactions impliquent aussi une "consommation" d'alcalinité. Pour 1 mg/l de N- $\text{NH}_4$ , l'alcalinité diminue de 7 mg/l de  $\text{CaCO}_3$ .

Comme il a été dit au chapitre précédent, la nitrification exige de l'oxygène. La manière la plus simple de fournir de l'oxygène à l'eau est de l'aérer.

La proportion d'ammoniaque réagissant augmente avec la quantité d'oxygène fournie comme le montre la figure 6 (Haug et al., 1972). La même tendance découle du tableau 3 où la quantité d'oxygène fournie est exprimée en rapport volumétrique du débit air/eau.

Figure 6. Conversion de l'ammoniaque en fonction de l'oxygène stoechiométrique apporté (Page J9)

**Tableau 3. Résultats de la nitrification sur filtres à pouzzolane.** (Page J9)

Les filtres nitrifiants peuvent conçus co-courants ou à contre courant. Comme le montrent le tableau 3 et la figure 7, les filtres co-courants donnent de meilleurs résultats que les filtres à contre courant (environ 20%).

Figure 7. Effet de l'alimentation en air et de la configuration du réacteur sur l'élimination de l'ammoniaque. (Page J9)

Presque tous les filtres nitrifiants sont garnis de pouzzolane, mais d'autres matériaux sont utilisables, comme les argiles expansées. Les résultats peuvent varier suivant la nature du matériau filtrant.

Le tableau 4 donne les résultats de l'élimination de l'ammoniaque dans sept stations françaises. Malgré les grandes différences des variables d'exploitation, les taux d'élimination, exprimés en unité de surface, sont très similaires.

**Tableau 4. Résultats typiques de station de traitement en vraie grandeur utilisant la dénitrification.** (Page J10)

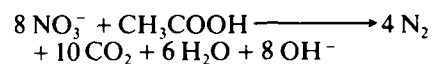
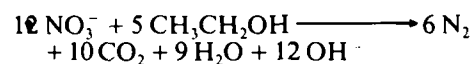
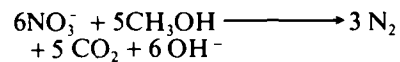
On admet que l'effet de la température suit un comportement type Arrhenius (Sutton, 1976; Richard et al., 1978). Plus spécifiquement, Richard et al. (1978) ont trouvé que le taux de réaction doit être multiplié par  $1,07^{(T-10)}$ , où T est la température en °C.

## Élimination du nitrate

On trouve couramment du nitrate dans les eaux souterraines et les eaux de rivière, et sa concentration a augmenté depuis quelques années en raison de l'emploi de fertilisants synthétiques.

En traitement de l'eau potable, l'élimination du nitrate par dénitrification biologique ne se pratique pas encore à grande échelle, néanmoins des stations pilotes ont été réalisées pour étudier les besoins futurs probables.

La dénitrification est réalisée par des bactéries hétérotrophes. Les réactions chimiques décrivant ce processus varient suivant la nature de l'apporteur de carbone (McCarthy et al., 1969; Jeris et al., 1974; Narkis et al., 1979), par exemple:



Le rendement du processus de dénitrification (c'est à dire  $\text{NO}_3$  réduit par carbone apporté) dépend à la fois de la nature et de la quantité de l'apport de carbone. On peut établir une relation entre la quantité de carbone utilisée et celle du nitrate éliminé (McCarthy, 1969; Narkis et al., 1979):

$$C = 2,47 \text{NO}_3 \text{ en N} + 1,53 \text{NO}_2 \text{ en N} + 0,87 \text{(D.O.)}$$

où D.O. est la demande d'oxygène,

C le poids en carbone de la matière carbonée.

Comme pour la nitrification, on peut construire des filtres ascendants ou descendants, selon la nature et la taille du matériau disponible pour les croissances bactériennes (McCarthy et al., 1969; Jeris et al., 1974; Masgood et al., 1977).

Une partie de la matière carbonée fournie au filtre n'entre pas en réaction et se retrouve dans l'effluent du filtre comme supplément de COT. Ce COT doit être éliminé. En outre, le processus étant anaérobie, l'aération doit être employée après la dénitrification.

La séquence de traitement en pilote décrite par la figure 8 a donné les résultats reportés dans le tableau 5. Les résultats de ce tableau montrent la nécessité et l'utilité d'une étape finale de filtration pour l'élimination du COT.

Figure 8. Schéma d'une station pilote de dénitrification. (Page J9)

**Tableau 5. Résultats typique de dénitrification obtenus sur stations pilotes.** (Page J10)

## Remerciements

Les auteurs tiennent à remercier pour l'aide qui leur a été apportée pendant la préparation de ce manuscrit J. L. Bersillon à l'Université McMaster, F. Fiessinger et J. Mallevalle de la Société Lyonnaise des eaux et de l'éclairage et A. Leprince de la Société Degrémont.

## Bibliographie

(Page J10)

## Advances in biological treatment

by **A. Benedek**, Associate Professor, Department of Chemical Engineering,  
McMaster University, Hamilton, Ontario, Canada

and **Y. Richard**, Société Degrémont, B.P. 46, 92152 Suresnes Cedex, France

### Introduction

Conventional potable water treatment technology is based on physicochemical processes such as coagulation, sedimentation, filtration and chlorination. Recently two major developments forced a re-examination of treatment technology. First, the increased pollution of surface waters around the world resulted in the presence of significant quantities of synthetic organics,  $\text{NH}_4^+$ ,  $\text{NO}_3^-$ , and other undesirable trace constituents in the water intake of many potable water treatment plants. Second, due to advances in analytical chemistry, many of these undesirable constituents could now be detected in the finished water and some deficiencies in the existing physicochemical technologies (such as the formation of trihalomethanes) became known.

The above developments lead to a worldwide movement toward more stringent potable water quality standards and, correspondingly, to experimentation with technologies that could meet existing or anticipated quality standards.

Biological treatment is one of the technologies currently under evaluation. As shown below, biological treatment can remove objectionable (e.g., phenols) organics as well as inorganics (e.g.,  $\text{NH}_4^+$  and  $\text{NO}_3^-$  compounds).

In the removal of biodegradable compounds, biological treatment offers two significant advantages, namely,

- (i) low operating costs (due to low energy requirements), and
- (ii) relatively low probability of toxic byproduct formation.

The major disadvantages of biological treatments are that:

- (i) process control is difficult to achieve,
- (ii) capital cost may be relatively high, and
- (iii) treated waters may be excessively contaminated by bacteria.

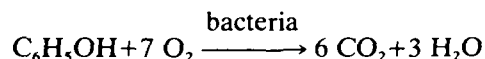
Poor process control capability is by far the most significant disadvantage at the present time and, due to a relatively poor understanding of biological treatment, a significant potential exists for its misapplication.

The purpose of this paper is to lay the groundwork for improving our understanding of biological treatment and, thereby, prevent misapplications. A strong emphasis is placed on reviewing recent research on biological treatment in granular activated carbon filters as it is in connection with this process that most of the progress and also misunderstandings have occurred in the last several years.

### Organic removal

Organic removal, for the purposes of this paper, is assumed to occur through the metabolic processes of

bacteria. A sample biodegradation reaction, under aerobic conditions, is shown below:



Biological degradation during potable water treatment differs from wastewater treatment in that the concentration of degradable organics is usually extremely low. Thus the usual design principles of biological wastewater treatment are not applicable, in particular, the net cell yield during biodegradation is probably negligible as at low substrate concentration, the energy derived from substrate degradation reaction is probably insufficient to offset cell degradation. Thus, in the above reaction, bacteria are shown as catalysts rather than as a direct reactant and reaction product.

The concentration of organics in surface waters typically varies from 2 to 10 mg/l expressed as carbon or TOC (Total Organic Carbon). Typically more than 90% of these organics are biologically non-degradable humic and fulvic acids (Packham, 1964; Helfgott, *et al.*, 1977) and, therefore, in most surface waters, the concentration of biodegradable TOC is expected to be less than 1 mg/l.

Assuming that approximately 9 mg/l of oxygen exists in the surface water just prior to biological treatment and that the bacteria require 3 mg of  $\text{O}_2$  or less for each mg of TOC degraded to  $\text{CO}_2$ , one can estimate that as much as 3 mg/l of biodegradable TOC can be present in the surface water before anaerobic conditions are encountered during treatment. Thus aerobic conditions can be usually assumed.

On the other hand, in the presence of biological oxygen requirements for inorganic oxidation (e.g.,  $\text{NH}_4^+$  oxidation), anaerobic conditions would occur unless they are prevented by aeration as described below in the section on  $\text{NH}_4^+$  removal.

### Slow sand filtration

Slow sand filtration is one of the oldest treatment techniques used for potable water production (Smethurst, 1979). In slow sand filters, water percolates through a fine grained sand bed at velocities on the order of a metre per day. During the passage of the water through the bed, some organics are expected to degrade and  $\text{NH}_4^+$ , iron, and manganese may be removed biologically.

In recent years, there has been a steady decline in the use of slow sand filters due to the following major disadvantages (Ray, 1974):

- (i) large land requirements
- (ii) high labour costs in handling and cleaning filters
- (iii) surface fouling with high turbidity raw waters
- (iv) operating difficulties in cold climates
- (v) insufficient colour removal.

Nonetheless, some modern water treatment plants still retain slow sand filtration as part of the overall process either before or after the common physico-

chemical treatment steps. Thus water treatment plants along the Rhine use bank filtration, to pretreat their raw water prior to ozonation, rapid sand filtration, carbon adsorption and post-chlorination.

The removal of organics during passage through the banks can be substantial, e.g., at Düsseldorf bank filtration lowers the TOC of the Rhine from the average of 6.5 to 2 mg/l as TOC. In the case of bank filtration, however, some of the decreasing TOC comes from dilution with ground water which abound in the alluvial strata.

In contrast, post-filtration tends to remove very little organics as illustrated by the experience of the Lengg treatment works of the City of Zürich, Switzerland. In this plant, lake water is coagulated, filtered, ozonated and activated carbon filtered prior to slow sand filtration (Schalekamp, 1976). After such an extensive treatment, the average removal of TOC during slow sand filtration is essentially negligible. Nonetheless, the use of post slow sand filtration is justified as insurance against potential failures of upstream processing steps.

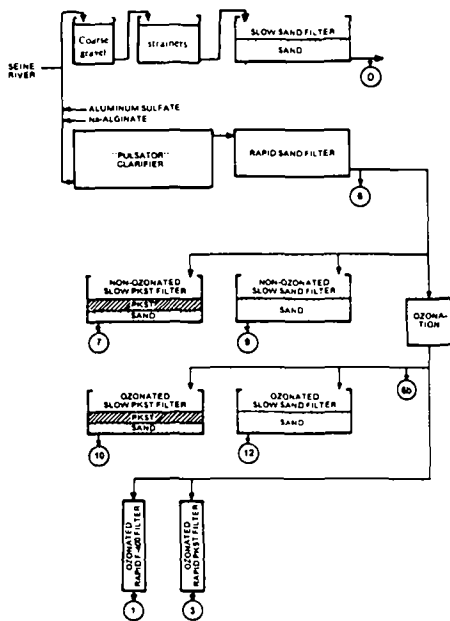


Fig. 1. Experimental flow schematics at the Mont-Valérien, French water treatment plant (from Mallevalle, 1980)

An excellent study on slow sand filters has been recently completed by Mallevalle (1980). This study also involved the use of granular activated carbon in rapid and slow filters and the flowsheet for the study is given in Fig. 1. The water of the relatively polluted Seine River is treated in two parallel main streams. In the first stream, slow sand filtration is used as the primary

treatment method, in the second stream the conventional physicochemical treatment steps of coagulation, sedimentation and rapid sand filtration precede slow sand filtration. As shown in Fig. 1, the second stream has parallel experiments on the effect of ozone and on the effect of replacing filter media by granular activated carbon. Finally, the differences between slow granular carbon and rapid granular carbon filtration is also studied. All processing equipment was full scale, with the exception of the rapid granular activated carbon filters. The details of the filter operating conditions are given in Table 1. Organic removals in terms of TOC are listed in Table 2.

The following conclusions can be drawn from this study on the basis of the TOC removals noted in Table 2:

- (i) Slow sand filtration alone can reduce raw water TOC by 30% or just as much as the conventional physicochemical steps of coagulation, sedimentation, and filtration.
- (ii) In the absence of granular carbon filtration, post slow sand filtration brings about an additional TOC removal of nearly 10%.
- (iii) Ozonation improves the removal of TOC during post slow sand filtration by approximately 5%.
- (iv) The replacement of the top 15 cm of sand with granular activated carbon, increased slow filtration TOC removals from 12 to 15%.

## Organic removal in granular activated carbon filters

Granular Activated Carbon (GAC) filters were initially introduced to water treatment plants for the removal of organic compounds by adsorption. Research studies over the last decade, however, gradually pointed out that significant microbial populations exist in GAC filters (Klotz, *et al.*, 1976; Van der Kooij, 1976; Benedek, 1977; Latoszek and Benedek, 1979).

The following conclusion can be deduced from an analysis of this research:

- (i) Bacteria adsorb rapidly onto activated carbon. Initially the adsorption of bacteria from the water applied to the filter is almost complete (Benedek, 1977). Subsequently, an adsorption equilibrium is established (Klotz, *et al.*, 1976). Bacterial levels as high as  $10^8$  cell/g GAC have been noted.
- (ii) Bacterial levels in the effluent from the filters is initially lowered during passage through the filters. Subsequently, bacterial levels would rise unless frequent backwashing is practiced (Schalekamp, 1976).

In parallel with the work on the microbial aspects of these filters, researchers began to study organic removal

Table 1. Filter media characteristics during the Mont-Valérien study (From Mallevalle, 1980)

	Effective size (10%) cm	Uniformity coefficient (60%/10%)	Average diameter (50%) cm	Bulk density g/cm <sup>3</sup>	Particle density g/cm <sup>3</sup>	Average external surface per volume of bed cm <sup>2</sup> /cm <sup>3</sup>	Total surface area m <sup>2</sup> /g
Sand (slow and rapid filters)	0.048	2.60	0.102	1.14	2.54	26.41	—
Norit PKST ¼-1	0.042	1.40	0.054	0.25	0.54	51.44	800*
Chemviron F.400	0.066	1.52	0.094	0.41	0.75	34.89	1200*

\*Manufacturer's specifications



**Table 2. TOC values in the effluent of the main unit processes at the Mont-Valérien (From Mallevalle, 1980)**

Unit processes	Sampling point	TOC			TOC reduction across process	
		Number of measurements	Average value mg/l	Standard deviation	Δ TOC	%
Raw water	A	43	3.45	0.59	—	—
Rapid sand filter – F6	6	46	2.33	0.17	—	—
Slow sand filter – F9	9	45	2.09	0.18	0.24	10
Slow PKST filter – F7	7	44	1.75	0.28	0.58	25
Ozone	6b	23	2.20	0.14	0.13	5
Ozonated slow sand filter – F12	12	45	1.92	0.14	0.28	12
Ozonated slow PKST filter – F10	10	45	1.68	0.19	0.52	24
Ozonated rapid PKST filter – F3	3	24	1.45	0.39	0.75	34
Ozonated rapid F-400 filter – F1	1	24	1.34	0.42	0.86	39

mechanisms and postulated that biological degradation rather than activated carbon adsorption is the main mechanism of organic removal in GAC filters particularly after a long period of time (Eberhardt, 1976; Benedek, 1977; Rice, 1977). Furthermore, some of the investigators argued that bacterial growth on GAC represents a special growth media wherein the substrate, concentrated by adsorption, is more readily available for growth. They also postulated that, as a result of this activity, the activated carbon remains free of organics (i.e., as a result of biological regeneration) in essential conformance with the theories advanced for GAC filters in secondary wastewater treatment (Weber, 1970; Guirguis, 1978). In fact a new term, "biological activated carbon (BAC)", was born and in the minds of many, BAC came to be looked upon as a panacea that can substantially reduce or eliminate organic carbon at a very low cost.

Recent studies, however, throw doubt on these earlier reports and clearly show that:

- (i) bacteria are not able to utilize most of the organics adsorbed on GAC (Van der Kooij, 1978; Benedek, 1978)
- (ii) the long-term organic removal observed in carbon columns is mostly due to slow adsorption (Benedek, *et al.*, 1980; Mallevalle, 1980).

The above observations merit detailed discussion as they are contrary to the widely accepted view of BAC as described earlier.

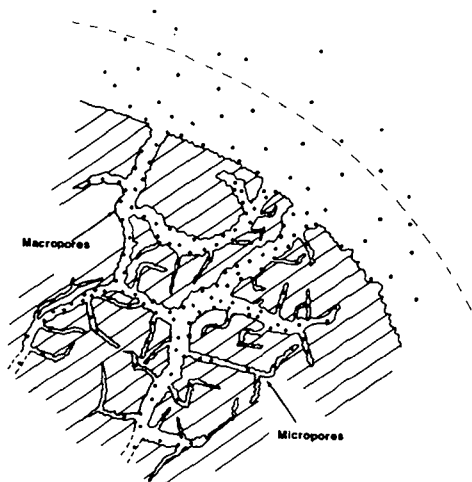


Fig. 2. A schematic illustration of the adsorption phenomena in GAC

Studies by Van der Kooij (1976 and 1978) have shown that the die-off rate of bacteria withdrawn from activated carbon and sand columns after feeding with tap water for an extended period of time is essentially the same. This was interpreted by Van der Kooij to imply that the organics adsorbed on the carbon are not available to support the growth or maintenance of the attached bacteria. Furthermore, Benedek (1978) presents data that show that even for simple substrates such as phenol only limited biological regeneration is possible and that the fraction regeneratable rapidly decreases to zero.

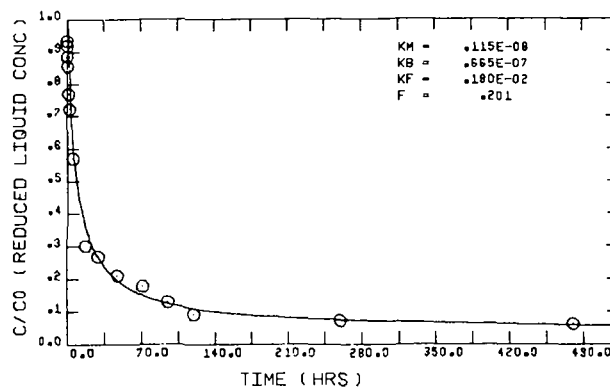


Fig. 3. Batch kinetic data for Hamilton, Ontario, tapwater (from Benedek, *et al.*, 1980). The constant shown on the figure are the model calculated batch kinetic constants for macro- and micropore diffusion

Studies at McMaster University (Peel and Benedek, 1979; Peel and Benedek, 1980; Benedek, *et al.*, 1980) show that adsorption is a very slow process and occurs in two major steps; first, adsorption proceeds relatively rapidly in what these researchers termed as "macropores", second, adsorption proceeds extremely slowly in the "micropores". Fig. 2 illustrates the adsorption phenomenon in activated carbon and schematically illustrates the mixture of pore sizes commonly accounted activated carbons. There is extensive evidence (Peel and Benedek, 1980) in the literature suggesting that in pores which are similar in size to adsorbates, the adsorption rate is restricted. This phenomenon of restricted diffusion in small pores is termed "slow diffusion".

Fig. 3 illustrates a batch kinetic test for Hamilton, Ontario (Canada), tap water. In such a test the concentration of organic carbon is monitored as a function of time in the presence of some GAC.

Initially, adsorption is quite rapid, however, eventually adsorption becomes extremely slow. Hamilton tap water comes from Lake Ontario wherein anthropogenic pollutant inputs would be expected to be diluted greatly and, therefore, the organic carbon present in Lake Ontario would not be expected to be degradable. Nonetheless adsorption column data indicated the long term removal of a small fraction of the organic carbon applied to the column.

Benedek, *et al.* (1980), applied a three parameter kinetic model of Peel and Benedek (1980) to fit the kinetic data shown in Fig. 3 based on the principles of micro- and macropore adsorption as outlined earlier. They subsequently predicted GAC filter behaviour purely on the basis of an adsorption isotherm and the kinetic constants shown in Fig. 3 and obtained a prediction of effluent concentration as a function of time which agreed reasonably well with actual data (see Fig. 4). Thus, in the case of Hamilton tap water, long term organic removal can be explained by adsorption rather than biodegradation.

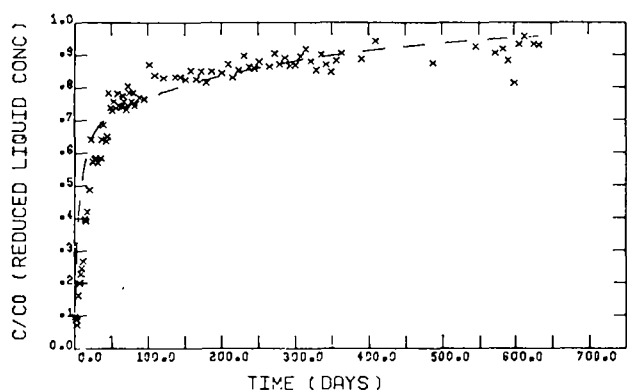


Fig. 4. Long term adsorption behaviour in bench scale activated carbon adsorbers operating on Hamilton, Ontario, tapwater (from Benedek, *et al.*, 1980). The dotted line shown is adsorption kinetic model prediction

Mallevalle (1980) studied sand GAC filters at Mont-Valérien as discussed earlier. In this case, the raw water was taken from the Seine wherein a significant fraction of the organic carbon would be biodegradable and a comparison of filters with and without GAC indicates that significantly more organic carbon removal has occurred in the slow filters containing GAC.

In view of the long contact time in these slow filters, it was hypothesized by Mallevalle that the biologically degradable fraction of the feed organics (assimilable organic carbon or AOC) would be completely and equally removed in the sand as well as the GAC/sand filter. Thus by subtracting the removal of the corresponding sand filter from the GAC/sand filter removals, one can calculate adsorptive removals. Fig. 5 shows cumulative adsorptive removals calculated in such a way for one of the filters containing 15 cm of NORIT PKST carbon. Fig. 5 also shows the cumulative adsorption curve predicted by the model of Peel and Benedek (1980) on the basis of the batch kinetic and isotherm data.

The slope of the data in a cumulative adsorption curve is equal to the fraction of organics removed. The data shown in Fig. 5 is clearly characteristic of adsorption in that initially the slope is relatively steep and, subsequently, as the adsorption capacity is exhausted the slope gradually drops to near zero. Thus the removal of the biodegradation-caused removal has clearly reduced the data to strictly adsorptive removal. The fact that the removal in Fig. 5 is adsorptive is also strongly supported

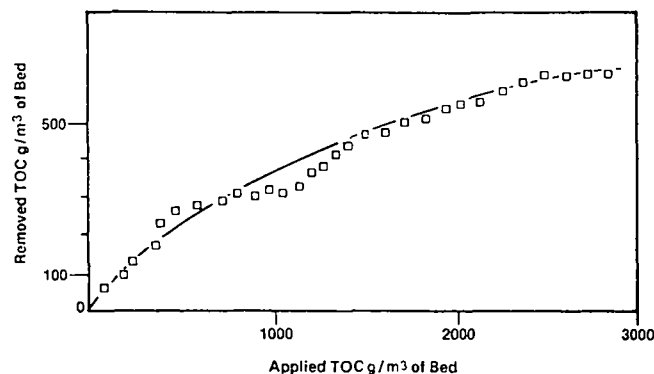


Fig. 5. Long term cumulative adsorption behaviours of full-scale adsorbers (Alow PKST filter) from Mont-Valérien study (Mallevalle, 1980). The line on the curve is predicted for this adsorber/bioreactor on the basis of the slow adsorption kinetic model of Benedek, *et al.* (1980)

by the excellent agreement between the experimental data and a predictive model based on adsorption characteristics only.

The above arguments show that GAC does not symbiotically or "magically" enhance biodegradation, nonetheless, as outlined by Benedek (1978), there are some strong advantages to activated carbon as a biological support:

- (i) the surface roughness of GAC granules together with an apparent adsorptive capacity for bacteria help to retain bacteria on the granule surface even in the presence of significant shear such as that encountered during air-water filter backwash,
- (ii) activated carbon protects bacteria from disinfectants such as chlorine,
- (iii) many toxic substances are adsorbed by GAC and thereby their solution concentration as well as toxicity is decreased.

In addition, the combination of biodegradation and adsorption dampens concentration fluctuations and thereby serves as a reliable removal method for organic compounds of all types.

Finally, the effect of preozonation on GAC operation should be considered. Ozone has been reported to enhance greatly the efficiency of GAC filters by increasing the fraction of biodegradable organic compounds (Eberhardt, 1976; Rice, 1977; Kuhn, *et al.*, 1978).

Other studies, however, showed that the effect of ozone is relatively small (Benedek, 1977; Benedek, *et al.*, 1979; Mallevalle, 1980). In all probability, this effect is specific to the type of raw water used and additional research is needed to identify situations for the advantageous use of ozone.

## Nitrogen removal

### Ammonia removal by nitrifying organisms

Ammonia can be found in rivers and ground waters in the form of ammonium ion. It arises from biological decomposition of proteinaceous matter and inorganic anthropogenic inputs.

Biological ammonia removal has been well developed for wastewater treatment. Recently, rising  $\text{NH}_4^+$  levels resulted in the application of this process to drinking water treatment plants. Typically biological ammonia removal is accomplished by passing the raw water through a standard water filter packed with a granular material such as pozzolana.

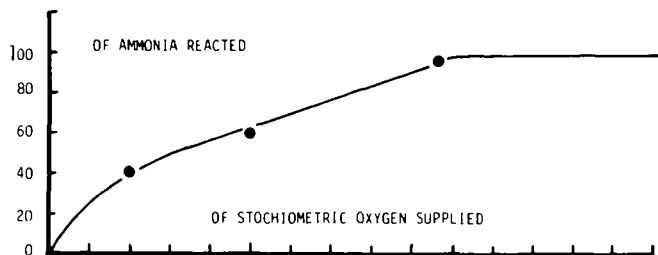
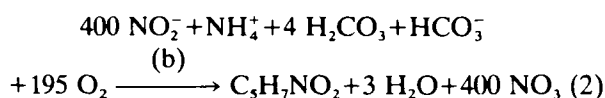
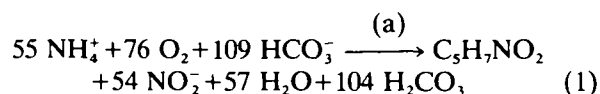


Fig. 6. Ammonia conversion as a function of stoichiometric oxygen supply

Biological ammonia removal or nitrification is basically an oxidation process, producing nitrate ion. This oxidation is carried out in two steps (Haug, *et al.*, 1972; Sutton, 1976):



where  $\text{C}_5\text{H}_7\text{NO}_2$  stands for bacterial proteins and (a) and (b) represent bacterial species *Nitrosomonas* and *Nitrobacter* respectively.

These equations point out a stoichiometric oxygen requirement of 4.25 mg  $\text{O}_2$  for 1 mg of  $\text{NH}_4$  removed, expressed as mg of N. Therefore, the amount of  $\text{NH}_4$  which can be removed from an oxygen-saturated water does not exceed 3 mg/l at ordinary temperatures (5 to 25°C). When the amount of  $\text{NH}_4$  exceeds this value, extra oxygen must be provided to the water.

These reactions involve an alkalinity "consumption" as well. For 1 mg of N- $\text{NH}_4$  removed the alkalinity drops by 7 mg/l of  $\text{CaCO}_3$ .

As stated in the previous section, nitrification requires oxygen. The simplest way of providing oxygen to the water is by aeration.

The completion of the reaction will increase with the amount of oxygen supplied as shown in Fig. 6 (Haug, *et al.*, 1972). The same trend is shown in Table 3, where the amount of oxygen provided to the system is expressed as the air/water volumetric flowrate ratio.

Nitrification reactors can be co-current or counter-current designed. As shown in Table 3 and Fig. 7, co-current reactors give better results than counter-current reactors (by approximately 20%).

Although most of the nitrifying filters are loaded with pozzulana, other materials are available, such as expanded clays. According to the nature of the filtering material, the results may vary.

Table 3. Nitrification results with pozzulanic filters

Date		1	2	5	6	10	11	14	16	20	22
Counter current reactor	$\text{NH}_4^+$ Inlet	6,4	7,9	8,9	7,9	9	6,7	11,0	8,2	5,4	7,3
	$\text{NH}_4^+$ Outlet	1,1	2,6	4,9	4,2	2,6	1,5	4,9	3,3	1,4	3
	Air/Water Vol. Ratio	1	1	0,5	0,5	1,5	1,5	2	2	1	1
Co-current reactor	$\text{NH}_4^+$ Inlet	6,2	7,8	9,2	7,9	9,0	7,9	11,5	8,5	5,4	7,2
	$\text{NH}_4^+$ Outlet	0,4	1,5	4,6	3,5	1,4	0,6	2,6	0,7	0,4	1,5
	Air/Water Vol. Ratio	1	1	0,5	0,5	1,5	1,5	2	2	1	1

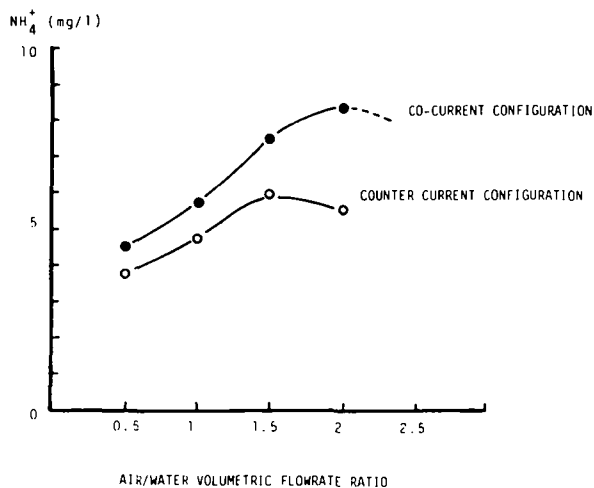


Fig. 7. The effect of air supply and reactor configuration on ammonia removal

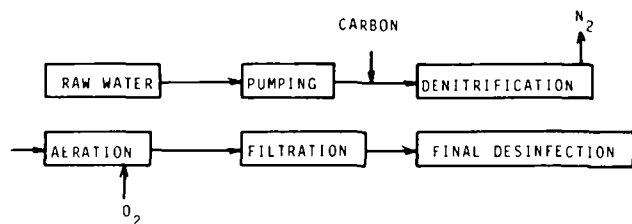


Fig. 8. Pilot plant flow scheme for denitrification

Ammonia removals are summarized in Table 4 for seven French plants. In spite of the large differences in operating variables, the removal rates once expressed on a unit surface area basis, are quite similar.

The effect of temperature is believed to follow Arrhenius type behaviour (Sutton, 1976; Richard, *et al.*, 1978). More specifically, Richard, *et al.* (1978), found that reaction rates should be multiplied by  $1.07^{(T-10)}$ , where T is the temperature in °C.

## Nitrate removal

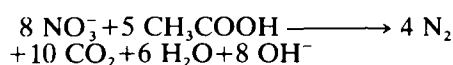
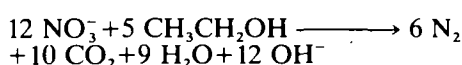
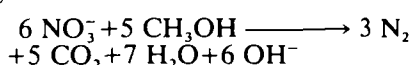
Nitrate is commonly found in ground and river waters, and its concentration has been found to increase in recent times due to the use of synthetic fertilizers.

In drinking water treatment the removal of nitrate by biological denitrification is not yet used on a full-scale basis, nonetheless, pilot plants experiments have been undertaken in view of a probable future need.

**Table 4. Typical results in full-scale treatment plants using nitrification**

Treatment plant location	Nominal flowrate m <sup>3</sup> h <sup>-1</sup>	Height of pozzulana m	Size range mm	Hydraulic loading mh <sup>-1</sup>	NH <sub>4</sub> removed mg l <sup>-1</sup>	Reaction rate mg m <sup>-2</sup> h <sup>-1</sup>
Villeneuve la Gavenne	2000	2	20-40	8,8	4	0,176
Vernouillet	500	2	20-40	6,5	4	0,130
Aubergenville	5880	1,7	10-20	9,8	5	0,144
Le Pecq Minor	1980	2	20-40	11,2	3,5	0,196
Le Pecq Major	3000	2	20-40	15	2,5	0,187
Croissy I	1500	2	20-40	9,6	2,5	0,120
Croissy II	300	2	10-20	6,5	7	0,113

Denitrification is carried out by heterotrophic bacteria. Therefore, a carbonaceous substrate must be added to the water. The chemical equations describing the process vary with the nature of the carbon supply (McCarthy, *et al.*, 1969; Jeris, *et al.*, 1974; Narkis, *et al.*, 1979), e.g.:



The yield of the denitrification process (i.e., NO<sub>3</sub> reduced per carbon added) depends on both the nature and the amount of the carbon supply. A relationship can be established between the amount of carbon used and the amount of nitrate removed (McCarthy, 1969; Narkis, *et al.*, 1979):

$$C = 2.47 \text{NO}_3 \text{ as N} + 1.53 \text{NO}_2 \text{ as N} + 0.87 (\text{O.D.})$$

where O.D. stands for oxygen demand

C = weight of carbonaceous material as carbon.

As in nitrification, upflow or downflow reactors may be designed, depending upon the nature and the size of the material available for bacterial growth (McCarthy, *et al.*, 1969; Jeris, *et al.*, 1974; Masgood, *et al.*, 1977).

Some of carbonaceous material supplied to the reactor does not enter the reaction and it shows up in the reactor effluent as increased TOC. This TOC must be removed. Furthermore, the process being anaerobic, aeration must be applied after denitrification.

**Table 5. Typical results obtained in denitrification pilot plant experiments**

	Raw water	Denitrified water	Filtered water
NO <sub>3</sub> <sup>-</sup> mg l <sup>-1</sup>	100	35	30
O <sub>2</sub> mg l <sup>-1</sup>	5-7	0	7
Turbidity NTU	0.15	0.5-1	0.2
TOC mg l <sup>-1</sup>	1-2	2-4	1-2

The pilot scale treatment sequence described by Fig. 8 gave the results reported in Table 5. The results in Table 5 demonstrate the necessity for and usefulness of a final filtration step for TOC removal.

## Acknowledgements

The authors wish to acknowledge the help provided to them during the preparation of this manuscript by J. L. Bersillon at McMaster University, F. Fiessinger and J. Mallevalle of The Société Lyonnaise des Eaux et de L'Eclairage and A. Leprince at the Société Degremont.

## References

- Benedek, A., Pell, R. G., Bancsi, J., and Williams, D. (1980). The importance of slow adsorption mechanisms in interpreting the long term removal of surface water organics in activated carbon adsorbers. A paper to be submitted to *AWAA Journal*.
- Benedek, A. (1978). Simultaneous biodegradation and activated carbon adsorption—A mechanistic look. Presented at the Symposium on "Activated Carbon Adsorption of Organics from Aqueous Phase", American Chemical Society Meeting, Miami, Fla., September 14.
- Benedek, A. (1977). The effect of ozone on activated carbon adsorption—A mechanistic analysis of water treatment data. IOI Symposium on Advanced Ozone Technology International Ozone Institute Inc., Toronto, Ontario, November.
- Eberhardt, M., Madsen, S., and Sontheimer, M. Heft 7, Veröffentlichungen des Lehrstuhls für Wasserchemie Leitung: Prof. Dr. H. Sontheimer, Univ. Karlsruhe, F.R.G. (1976).
- Hung, R. T., McCarthy, P. L. (1972). Nitrification with submerged filters, *JWPCF*, Vol. 44, No. 11, pp. 2086-2102, November.
- Helgott, T. B., Hart, F. L., and Bedard, R. G. (1977). An index of refractory Organics. Environmental Protection Technology Series, PB 272 438.
- Jeris, J. S., Beer, C., and Mueller, J. A. (1974). High rate biological denitrification using a granular fluidized bed. *JWPCF*, Vol. 46, No. 9, pp. 2117-2127, September.
- Klotz, M., Werner, P., Sweisfurth, R. (1976). Investigations concerning the microbiology of activated carbon filters. In *Translation of Reports on Special Problems of Water Technology*, ed. Sontheimer, H., U.S. Government Report EPA-600/9-76-030.
- Kühn, W., Sontheimer, H., Steiglitz, L., Maier, D., and Kurz, R. (1978). The use of ozone and chlorine in water utilities in the Federal Republic of Germany. *Jl. Amer. Water Works Assoc.*, 70, 326.
- Latoszek, M., and Benedek, A. (1979). Reduction of potable water demand in Arctic by re-use of wastewater effluent. *Proc. Water Re-use Symp.* (Washington, D.C.).

- Mallevalle, J. (1980). The interaction of slow adsorption kinetics and bioactivity in full-scale activated carbon filters: The development of a new predictive model. A paper submitted to the Chemviron Award Committee.
- Maqsood, R., and Benedek, A. (1977). Low-temperature organic removal and denitrification in activated columns. *JWPCF*, 49, No. 10, pp. 2107-2117, October.
- McCarthy, P. L., Beck, L., and Amant, P. St., (1969). Biological denitrification of waste waters by addition of organic material. *Proc. of the 24th Ind. Waste Conf.*, Purdue University.
- Narkis, N., Rebhun, M., and Sheindorf, C. H. (1979). Denitrification at various carbon to nitrogen ratios. *Water Research*, Vol. 13, pp. 93-98.
- Packham, R. F. (1964). Studies of organic colour in natural waters. *Proc. Soc. for Water Treatment and Exam.*, London, 14(4).
- Peel, R., and Benedek, A. (1980). The attainment of equilibrium in activated carbon isotherm studies. *Env. Sci. Tech.*, Vol. 14, No. 1, pp. 66-71.
- Peel, R., and Benedek, A. (1979). Dual rate kinetic model for activated carbon adsorption. Part I: Prediction of column performance using the surface diffusion model. *A.S.C.E.J. Envi. Eng. Div.*, accepted for publication.
- Peel, R., and Benedek, A. (1979). Dual rate kinetic model for activated carbon adsorption. Part II: A simplified driving force model. *A.S.C.E.J. Envi. Eng. Div.*, accepted for publication.
- Rice, R. G., Miller, G. W., Robson, C. M., and Kühn, W. (1977). Biological activated carbon. *Press. IOI Symp. on Advanced Ozone Technol.*, Int. Ozone Inst. Inc., Toronto.
- Richard, Y., Brener, L., Martin, G., and Leblanc, C. (1978). Study of the nitrification of surface water. *Prog. Wat. Techn.*, Vol. 10, Nos. 5/6, pp. 17-32.
- Schalekamp, M. (1976). Use of activated carbon in the treatment of lake water. In *Translation of Reports on Special Problems of Water Technology*, ed. Sontheimer, H., U.S. Government Report EPA-600/9-76-030.
- Sutton, P. M., Murphy, K. L., Jank, B. E., and Monaghan, B. A. (1975). Efficacy of biological nitrification. *MWPCF*, Vol. 47, No. 11, pp. 2665-2673, November.
- Sutton, P. M. (1976). Steady-state and dynamic behaviour of combined and separate sludge carbon removal—Nitrification system, Ph.D. thesis, McMaster University, Hamilton, Ontario, Canada.
- U.S. Environmental Protection Agency (1975). Process Design Manual for Nitrogen Control. October.
- Van der Kooij, D. Some investigations into the presence and behaviour of bacteria in activated carbon filters. In *Translation of Reports on Special Problems of Water Technology*, Vol. 9—Adsorption, EPA-600/9-76-030, December, 348 (1976).

# Nouveaux progrès dans la protection contre les coups de bélier

par Yoshiharu Satomi

Ingénieur, Ebara Corporation, Japon

## Introduction

Le développement des techniques de programmation par ordinateur a fait progresser les méthodes d'analyse des coups de bélier depuis que ce sujet a été discuté au Congrès de Barcelone en 1966. La théorie de la méthode des caractéristiques défendue par Streeter et Wylie et les principaux points du programme d'ordinateur mis au point par la Société de l'auteur sont résumés dans le premier chapitre.

La conception et l'évaluation de méthodes ou de dispositifs typiques de protection sont présentés dans la chapitre 2 et de nouveaux aspects de la protection contre les coups de bélier dans un réseau de distribution d'eau sont présentés dans le chapitre 3.

## 1. Analyse du coup de bélier par la méthode des caractéristiques

La méthode graphique proposée par Bergeron, Schnyder, Parmakian *et al.* pour les coups de bélier a été largement utilisée. Cette méthode graphique a de nombreux avantages: (1) l'analyse peut être visualisée, (2) elle convient pour traiter à la main des problèmes simples, (3) elle peut être utilisée pour traiter par ordinateur des problèmes compliqués. La Société de l'auteur a utilisé la méthode graphique pour résoudre de nombreux problèmes. Elle se sert maintenant d'un programme d'ordinateur qui incorpore la "méthode des caractéristiques" qui a été mise au point à partir des progrès dans les techniques de programmes d'ordinateurs. Les avantages de la méthode des caractéristiques sont: (1) c'est une méthode commode pour résoudre les équations totalement différentielles qui peut être justement manipulée par le programmeur, (2) elle a la meilleure précision de toutes les méthodes de différences finies, car le débit instable dans les transitions de fluides est correctement analysé, (3) le frottement et l'effet de la pente de la conduite peuvent facilement être inclus dans le programme, (4) elle peut être facilement appliquée à la solution de systèmes plus complexes ou de problèmes spéciaux comme la cavitation. Cependant la méthode graphique a un grand avantage pour enseigner aux hydrauliciens la signification physique du coup de bélier. La connaissance de la méthode graphique est d'un grand secours pour la synthèse des résultats calculés par la méthode des caractéristiques et pour la conception des méthodes de protection.

Nous présentons dans ce chapitre le programme d'ordinateur mis au point par nous suivant le concept de base de l'analyse du coup de bélier par la méthode des caractéristiques.

### 1.1 Equations caractéristiques et équations de différence finie

Les équations de continuité et de moment forment une paire d'équations différentielles partielles hyper-

boliques suivant deux variables dépendantes, la vitesse et la charge, et deux variables indépendantes, la distance le long de la conduite et le temps, qui sont:

$$L_1 = g \frac{\partial H}{\partial x} + V \frac{\partial V}{\partial x} + \frac{\partial V}{\partial t} + \frac{f}{2D} V|V| = 0 \quad [1]$$

$$L_2 = \frac{\partial H}{\partial t} + \frac{a^2 \partial V}{g \partial x} + V \frac{\partial H}{\partial x} + V \sin \alpha = 0 \quad [2]$$

La méthode des caractéristiques convertit ces équations en quatre équations totalement différentielles qui sont:

$$\left. \begin{aligned} \frac{g dH}{a dt} + \frac{dV}{dt} + \frac{g}{a} V \sin \alpha + \frac{f}{2D} V|V| = 0 \end{aligned} \right\} C^+ \quad [3]$$

$$\frac{dx}{dt} = V + a \quad [4]$$

$$\left. \begin{aligned} -\frac{g}{a} \frac{dH}{dt} + \frac{dV}{dt} - \frac{g}{a} V \sin \alpha + \frac{f}{2D} V|V| = 0 \end{aligned} \right\} C^- \quad [5]$$

$$\frac{dx}{dt} = V - a \quad [6]$$

Les premières équations  $C^+$  et  $C^-$  de (3) et (5) ne sont valables que lorsque la seconde équation de (4) et (6) dans chaque groupe est satisfaite. Alors les équations sont transformées en les équations de différence finie suivantes sur le plan de la variable indépendante, c'est à dire le plan de la grille  $x-t$  de la figure 1.

$$\left. \begin{aligned} H_P &= H_R - B(Q_P - Q_R) + Q_R \Delta t \sin \alpha / A \\ -R Q_R |Q_R| \Delta t &= C_P - B Q_P \\ x_P - x_R &= (V_R + a) \Delta t \end{aligned} \right\} C^+ \quad [7]$$

$$\left. \begin{aligned} H_P &= H_S + B(Q_P - Q_S) + Q_S \Delta t \sin \alpha / A \\ +R Q_S |Q_S| \Delta t &= C_M + B Q_P \\ x_P - x_S &= (V_S - a) \Delta t \end{aligned} \right\} C^- \quad [9]$$

$$\begin{aligned} \text{where: } B &= a/gA \\ R &= af/2gDA^2 \\ \Delta t &= t_P - t_R = t_P - t_S \end{aligned} \quad [10]$$

Pour que la stabilité soit assurée, la condition de Courant suivante doit toujours être satisfaite:

$$\Delta t (V + a) \leq \Delta x \quad [11]$$

On trouve les inconnues  $H_p$  et  $Q_p$  d'après les valeurs connues aux points R et S en résolvant les équations. Pour un réseau complexe, il faut utiliser le même intervalle de temps pour toutes les conduites. Quand chaque conduite a une valeur de  $\Delta x$  différente et quand les points R et S sont en désaccord avec la grille  $x-t$ , on emploie, pour obtenir une solution pour les points R et S à partir des valeurs connues aux points A, B et C, la méthode des intervalles de temps spécifiés en utilisant une interpolation linéaire.

Figure 1. Grille  $x-t$  et courbes caractéristiques. (Page N7)

## 1.2 Conditions aux limites

L'une ou l'autre des équations (7) ou (9) est utilisable au point limite de l'extrémité de la conduite. Pour obtenir la valeur des inconnues à ce point, une condition limite qui spécifie dans chaque cas une relation quelconque entre V et H, telle que réservoir, branchement de conduites, vanne et station de pompage, est nécessaire.

Par exemple, la condition limite quand le courant est coupé à une pompe est définie comme suit:

Pression de la pompe et perte à la vanne:

$$H = f_H(Q, N) - \zeta Q |Q| / 2gA_v^2 \quad [12]$$

Changement de la vitesse de la pompe:

$$\frac{dN}{dt} = -\frac{9.55g}{WR^2} f_T(Q, N) \quad [13]$$

La pression de la pompe  $f_H(Q, N)$  et le couple de la pompe  $f_T(Q, N)$  sont des fonctions de Q et de N, et on les obtient à partir des caractéristiques complètes de la pompe en utilisant les relations homologues des turbomachines. Les valeurs inconnues de Q, H, N sont obtenues en utilisant une technique de programmation telle que la méthode de Newton-Raphson pour résoudre les équations (12), (13) et les équations caractéristiques.

## 1.3 Cavitation

Lorsque la pression tombe à ou au dessous de la pression de vapeur, il se forme dans la conduite une cavité de vapeur et la cavitation survient. L'augmentation de pression qui se produit lors du comblement de la cavité due aux discontinuités dans la colonne liquide peut être suffisamment importante pour rompre la conduite. Les réseaux doivent être étudiés pour éviter autant que possible la cavitation. Si on ne peut pas l'éviter, une analyse attentive doit être pratiquée pour évaluer les dangers possibles.

Il y a plusieurs méthodes pour analyser la cavitation. Nous discuterons deux modèles d'écoulement transitoire: un modèle à cavité de vapeur et un modèle à libération d'air.

Le modèle à cavité de vapeur admet que lorsque la colonne d'eau se casse à la section de calcul, pendant les portions du cycle instable où existe une pression de vapeur, la pression est maintenue à la pression de vapeur. Pendant la durée de la cavitation,  $Q_v$  du débit entrant dans la section at Q du débit sortant sont calculés par les équations (7) et (9) et le volume de la cavité est donné par  $\sum (Q - Q_v) \Delta T$ . Au moment où la cavité disparaît, la pression est calculée par les équations (7) et (9).

Le modèle à libération d'air admet que du liquide contenant de l'air dégagé ayant des vitesses d'onde variables est distribué lors du processus de formation des cavités. On peut admettre une relation de la forme suivante:

$$m = C_k (h_s - h_a) \text{ for } h_a < h_s \quad [14]$$

dans laquelle m est la vitesse de libération par unité de temps de la masse de gaz par unité de volume liquide,  $h_s$  est la pression de saturation,  $h_a$  est la pression absolue dans la conduite, et  $C_k$  une fonction du coefficient de solubilité, de la fraction initiale du vide, et du niveau d'agitation. La vitesse d'onde pour un mélange de gaz libre et de liquide dans une conduite est donnée par:

$$a' = \frac{ah_a}{\sqrt{h_a^2 + md}} \quad [15]$$

dans laquelle m est la masse de gaz libre par unité de volume du mélange, a est la vitesse d'onde du fluide dans la conduite sans gaz libre, et d une constante pour

une masse donnée de gaz par unité de volume de fluide.

On peut obtenir les équations caractéristiques pour le modèle à libération d'air en utilisant la vitesse d'onde variable  $a'$  au lieu de a dans les équations (3) à (6).

On peut noter que ni l'un ni l'autre de ces modèles ne donne une solution complète du comportement physique du fluide et de la vapeur pendant la cavitation. Le modèle à cavité vapeur convient mieux la cavitation survient près d'un des points hauts du profil de la conduite, mais pas pour un réseau dans lequel de nombreuses cavitations multiples se développent le long de conduites horizontales. Le modèle à libération d'air, basé sur une libération de gaz à faible pression, représente une solution plus réaliste que le modèle à cavité de vapeur. Cependant, il est difficile de définir  $C_k$  du taux de libération dans la plupart des situations pratiques.

Nous pouvons conclure que plusieurs méthode ont été essayées pour résoudre le problème de la cavitation et que les calculs pour les états à deux phases sont beaucoup moins fiables actuellement que les calculs pour une seule phase. Il est donc toujours de notre pratique lors des études d'éviter l'apparition d'une cavitation.

## 1.4 Programme d'ordinateur du coup de bélier

Nous avons mis au point, par collaboration entre ingénieurs hydrauliciens et spécialistes des ordinateurs, un programme général pour les coups de bélier capable de traiter un certain nombre d'applications portant sur une combinaison quelconque de nombreuses conditions aux limites. Les points suivants ont été pris en considération pour formuler le programme:

- (1) Les réseaux de conduites de toute configuration géométrique et de nombreux types de conditions aux limites peuvent être traités en indexant les composants du réseau de conduites et en choisissant pour les appareils existants parmi les modèles de limites prédéfinis comme le montre la fig. 2.
- (2) Le programme peut accepter non seulement des constantes, mais aussi des équations fonctionnelles sans modification du programme en vue d'analyser de nouveaux types de phénomènes comme l'étranglement de vannages complexes, la commande par feed-back et les procédures complexes de marche des pompes, etc . . .
- (3) Un ingénieur ayant des notions limitées sur les ordinateurs peut facilement préparer les données d'entrée. Une fonction appropriée est prévue pour trouver et signaler les erreurs des données d'entrée.
- (4) Les caractéristiques des pompes et des vannes sont stockées dans des mémoires auxiliaires sous forme de données de base facilitant les recherches, modifications et additions.
- (5) On peut obtenir une représentation graphique de résultats pour visualiser les comportements transitoires. Les fig. 3 et 4 en donnent des exemples. La fig. 3 montre les phénomènes transitoires en fonction du temps à un point spécifié de la conduite et la fig. 4 montre le tracé de la pression maximale et minimale le long de la conduite en vue d'apprécier le résultat.

Fig. 2. Exemple de réseau. (Page N8)

## 1.5 Précautions dans l'analyse du coup de bélier

La méthode des caractéristiques peut donner une solution très précise et très fiable, mais il est important d'utiliser des données correctes et d'observer certaines

précautions. Ces précautions sont les suivantes:

- (1) La vitesse d'onde dans les conduites en acier de grand diamètre est d'environ 1 000 m/s, mais elle peut se trouver considérablement réduite si le liquide entraîne des bulles d'air. En fait, cette vitesse d'onde peut s'abaisser à 300 m/s si la teneur en air est de 0,5% du volume. En certaines circonstances, il peut être nécessaire de mesurer la vitesse d'onde réelle et de confirmer la différence avec la valeur calculée avant de réaliser des essais sur place.
- (2) Il est important d'utiliser les caractéristiques complètes de pompes d'un même dessin pour l'analyse des coups de bélier. Pour des pompes de modèles géométriquement similaires, les caractéristiques sans-dimensions homologues sont les mêmes, mais des modifications du dessin des angles des aubes et d'autres facteurs amènent des changements remarquables dans les caractéristiques, même avec la même vitesse spécifique.
- (3) L'analyse des coups de bélier par la méthode des caractéristiques sur ordinateur est valable avec l'interpolation discutée ci-dessus lorsque l'intégration numérique est calculée à l'intervalle  $\Delta t$  en fonction du temps continu. En conséquence, il se produit des erreurs d'interpolation quand on utilise une valeur trop grande de  $\Delta t$  pour une conduite de faible longueur. Il est nécessaire de choisir convenablement  $\Delta t$  de façon que la condition de Courant soit satisfaite et que  $\Delta t$  soit suffisamment petit par rapport au facteur temps des modifications d'écoulement.

## 2. Protections typiques contre les coups de bélier

Du point de vue analytique, la réduction de la vitesse et une modification du profil de la conduite peuvent apporter une solution directe à la prévention des coups de bélier, si elles sont possibles. Comme ces méthodes sont en général au delà du tracé optimal du réseau, on utilise pour protéger le réseau contre les coups de bélier divers appareils ou méthode de lutte contre les surpressions, que l'on peut classer comme suit.

- (1) Amélioration de la ressource originale  
Augmentation du moment d'inertie des parties de la pompe en rotation par un volant  
Contrôle ou ralentissement des mouvement de la vanne  
Changement du type de vanne
- (2) Appareil ou autre moyen de limitation de la pression  
Colonnes d'équilibre classiques ou ouvertes  
Réservoir ou accumulateur d'air  
Soupape tarée  
Soupape atmosphérique

Avant la Deuxième guerre mondiale, dans le pays de l'auteur, les problèmes de coup de bélier étaient rares car les conduites étaient plus courtes et les pressions plus faibles. Mais les rapides changements du style de vie au Japon et les progrès de l'industrie ont amené une multiplication de services d'eau, et la protection contre les coups de bélier est devenue un facteur important dans l'étude des réseaux. Les méthodes courantes utilisées pour la protection des conduites contre les coups de bélier au Japon sont les volants d'inertie et les vannes à fermeture lente, puis les colonnes d'équilibre pour les conduites plus longues. Au Japon, la ligne de côte est proche des montagnes et les territoires administratifs des services d'eau sont relativement petits. En conséquence, dans la plupart des services, la pression de pompage est inférieure à 100 m et la longueur des conduites à 10 km.

## 2.1 Colonnes d'équilibre et réservoirs d'air

### 2.1.1 Colonnes d'équilibre ouvertes

Les colonnes d'équilibre classiques sont rarement utilisées au Japon en raison de leurs désavantages en prix de revient, hauteur et apparence comparées aux colonnes d'équilibre ouvertes. La colonne ouverte est devenue le principal dispositif de protection contre les coups de bélier au Japon, lorsque les premières appréhensions contre les clapets ont été dissipées par de nombreuses applications réussies. La réalisation d'une colonne ouverte suit les règles suivantes:

- (1) Le volume est généralement basé sur les résultats d'une analyse par ordinateur utilisant des conditions critiques telles que le niveau initial de l'eau dans le puisard de prise de la pompe et du déversoir du réservoir, sans entrées d'air dans la conduite. Par mesure de sécurité, les résultats donnés par l'ordinateur sont souvent doublés.
- (2) Pour accroître la fiabilité, deux branchements avec chacun un clapet sont installés entre la colonne et la conduite à protéger.
- (3) On installe quelquefois un équipement auxiliaire pour faire circuler l'eau dans la colonne afin d'éviter le gel ou la stagnation de l'eau potable.
- (4) Un remplissage rapide de la colonne en eau est nécessaire après chaque fonctionnement pour le prochain arrêt du courant.

La fig. 3 illustre la comparaison entre les calculs et les résultats réellement observés.

Fig. 3. Courbe temporisée en pression et débit près de la sortie de la pompe pour une longue conduite comportant quatre colonnes d'équilibre ouvertes. (Page N9)

### 2.1.2 Réservoirs d'air

L'augmentation de la demande en eau a amené à pomper depuis des captages éloignés, ce qui exige des conduites plus longues et des pressions de pompage plus élevées. Une longue conduite exige un certain nombre de colonnes d'équilibre qu'il devient difficile de pouvoir installer aux points désirés. La construction de tels réservoirs dans une région à population dense gêne l'environnement esthétique et est indésirable pour l'entretien. Pour ces raisons, on a commencé à s'apercevoir des avantages des réservoirs d'air, qui étaient rarement utilisés autrefois au Japon.

La fig. 4 compare les résultats calculés à l'ordinateur résultant de l'emploi de deux colonnes d'équilibre ouvertes et d'un réservoir d'air, et la fig. 5 les résultats du calcul à l'ordinateur et des essais sur le terrain pour une conduite comportant un réservoir d'air.

Fig. 4. Tracé des pressions maxi. et mini. pour les cas où sont installés des colonnes d'équilibre ouvertes ou un réservoir d'air. (page N10)

Fig. 5. Comparaison des résultats calculés et mesurés sur la conduite près du réservoir d'air pour le cas de la fig. 4. (Page N10)

On constate pour le réservoir d'air les avantages suivants:

- (1) Un réservoir d'air installé à la station de pompage supprime efficacement le coup de bélier sur toute la longueur de la conduite, même si celle-ci est longue.
- (2) La surface occupée est plus petite que celle nécessaire pour les colonnes d'équilibre.
- (3) Les importants travaux de génie civil exigés pour les colonnes d'équilibre ne sont pas nécessaires.
- (4) On peut utiliser des réservoirs horizontaux ou verticaux en divers endroits sur ou sous le sol.



## 2.2 Vannes en ligne

Dans cette section sont discutés les coups de bélier provoqués par le fonctionnement des vannes et le choix des vannes pour la protection contre les coups de bélier. Les deux types de clapets et d'autres vannes générales sont examinés.

### 2.2.1 Clapets

On utilise généralement des clapets pour prévenir le renversement du sens du courant à la pompe; ils ont une grande influence sur le coup de bélier provoqué par les vannes de courant à la pompe. Il y a deux types de comportement: l'un est l'augmentation de pression causée par la fermeture normale du clapet, l'autre est qu'il y a un choc mécanique et une augmentation de pression plus grande que lors d'une fermeture normale en raison du délai de fermeture lors du renversement du courant. On utilise généralement des clapets battants mais on se sert de vannes à boule pour les diamètres inférieurs à 100 mm. Au Japon, les vannes à clapet sont souvent équipés de dispositifs de fermeture rapide ou lente pour atténuer le choc mécanique ou l'augmentation de pression lors de la fermeture.

#### (1) Clapets à fermeture rapide

Il en existe plusieurs types: disque oblique, ressort de torsion auxiliaire ou disque façonné pour aider à la fermeture et réduire le délai de fermeture. Ces vannes sont utilisées pour atténuer le choc mécanique et pour minimiser l'augmentation de pression due au délai de fermeture. Il faut noter que le chiffre théorique calculé par substitution de la condition de limite à l'extrémité est le plus faible que l'on obtienne avec ce type de clapet.

#### (2) Clapets à fermeture lente

Par contraste avec les clapets à fermeture rapide, les vannes à clapet à fermeture lente restreignent l'augmentation de pression et réduisent le choc mécanique en retardant la fermeture complète et en laissant le débit s'inverser pendant un certain temps. Deux types sont utilisés au Japon. L'un retarde directement la fermeture du disque à l'aide d'un dashpot fixé au pivot. Ce type n'est utilisé que pour les faibles pressions en raison des limitations de réalisation de dashpots. L'autre type est la vanne à clapet battant n'ayant pas d'action physique de fermeture lente du disque, mais munie d'une vanne bypass à dashpot comme le montre la fig. 6. Le renversement du courant à travers la vanne bypass à fermeture lente peut abaisser l'augmentation de pression à une fraction de ce qu'elle est dans les vannes à fermeture rapide, suivant les circonstances. La vitesse de rotation à l'envers de la pompe due au renversement du débit à travers la vanne bypass n'atteint pas généralement moins 100% de la vitesse spécifique, car la taille de la vanne bypass est plutôt faible. Par sécurité, les pompes et les moteurs sont conçus pour une vitesse de rotation à l'envers de 130%.

Fig. 6. Vanne à clapet battant avec vanne bypass à dashpot. (Page N11)

### 2.2.2 Vannes d'arrêt ou de modulation du service

Ces vannes sont commandées par un actionneur à moteur électrique, hydraulique ou hydro-électrique autre que manuel, ou manuellement à l'aide d'un engrenage.

#### (1) Robinet vanne

Au Japon, on utilise des robinets vannes pour l'isolement sur des grands réseaux à l'entrée et à la sortie des pompes ou en ligne pour les grandes tailles de conduites jusqu'à 1 000 mm en raison de leur fermeture étanche et de leur vaste marché. En raison de la non-linéarité des caractéristiques de débit du robinet vanne, des variations de débit

rapides se produisent dans les premiers moments de l'ouverture et les derniers moments de la fermeture et des sautes de pression peuvent survenir. On y remédie en allongeant les temps de fermeture et d'ouverture, mais ce n'est pas toujours possible pour des raisons pratiques. On a eu recours à la marche intermittente d'un actionneur à moteur électrique grâce à un relai temporisé dans le circuit de commande simplement pour l'ouverture de 0 à 10 ou 15%, comme le montre la fig. 7. On emploie aussi un système de fermeture à deux vitesses pour les actionneurs hydrauliques.

En général, une période de fermeture lente plus longue que 10 fois le trajet d'aller et retour de l'onde dans chaque conduite peut être efficace.

Fig. 7. Système d'ouverture et de fermeture d'une vanne à deux vitesses. (Page N11)

#### (2) Vanne papillon

Antérieurement, on n'utilisait pas souvent de vannes papillons au Japon pour les pressions relativement élevées, en raison des fuites aux sièges. L'amélioration des caractéristiques des métaux, des procédés de fabrication plus précis et les techniques de revêtement de caoutchouc ont amené la généralisation des vannes papillons pour les pressions inférieures à 1 mégapa. Les meilleures caractéristiques d'écoulement rendent ce type plus avantageux que les robinets vannes.

#### (3) Vanne à boisseau

La vanne à boisseau, qui fonctionne par rotation de 90° d'un corps conique, est fabriquée sous le nom commercial de Rotovalve. Cette vanne est utilisée pour les hautes pressions en considération de ses caractéristiques de débit presque linéaires et de sa bonne tenue à la cavitation. Le plus souvent, la vanne à boisseau peut être ouverte ou fermée par rotation uniforme sans créer de problèmes de coup de bélier sérieux. Avec une commande hydraulique, elles sont souvent utilisées à la sortie des pompes avec une fonction auxiliaire de vanne anti-retour. Depuis quelque temps, on utilise une combinaison de commande électrique et hydraulique pour minimiser la capacité de la source de pression hydraulique.

## 2.3 Soupapes

On installe généralement des soupapes (entrée et sortie d'air) aux points hauts des conduites. Quand la courbe de charge à une soupape tombe au dessous de la pression atmosphérique, la soupape s'ouvre pour laisser entrer de l'air. Quand la pression remonte à la pression atmosphérique, elle laisse l'air s'échapper, puis se ferme automatiquement pour ne pas laisser le liquide jaillir dans l'atmosphère. La fig. 8 montre une soupape à double orifice typique utilisée au Japon. Le plus grand orifice sert pour les entrées et sorties massives d'air et l'orifice étranglé évacue les petits volumes d'air produits en service normal.

Fig. 8. Soupape à doubles orifices. (Page N11)

Les soupapes peuvent être utilisées pour protéger une conduite non seulement de la mise en dépression, mais aussi de la cavitation. Les avantages des soupapes utilisées pour la protection contre les coups de bélier sont: (1) elles sont bon marché comparés à d'autres appareils; (2) elles peuvent placées en tout endroit souhaité sans restriction; (3) elles sont faciles à traiter en raison de la simplicité de leur construction.

Inversement, elles ont quelques inconvénients notables: (1) elles doivent être soigneusement entrete-

nues pour bien fonctionner; (2) quand l'air s'échappe, les pressions produites peuvent être destructrices; (3) il peut se produire une augmentation de pression au démarrage de la pompe tant qu'il reste de l'air dans la conduite.

L'analyse des conditions aux limites pour une soupape est traitée comme une masse d'air entrant ou sortant à travers la soupape, avec les postulats suivants:

- (1) L'air admis dans la conduite reste près de la soupape et forme une seule masse;
- (2) Le niveau de la surface du liquide reste substantiellement constant;
- (3) La pression de la masse d'air est uniforme;
- (4) L'air entre et sort de la conduite à une vitesse subsonique par la soupape.

Il a été dans notre laboratoire que le débit d'air à travers la soupape ne deviendra pas critique quand la taille de la soupape sera telle que la pression interne ne sera pas inférieure à  $-4$  mètres d'eau.

La fig. 9 montre la comparaison entre les calculs et les résultats des mesures sur place. Il donne un exemple d'augmentation de pression due à la réduction rapide de la vitesse du courant résultant de la fermeture de la soupape.

Les grandeurs des résultats calculés et des mesures faites coïncident relativement, mais il y a une discordance dans le temps.

Fig. 9. Comparaison des résultats calculés et mesurés de la pression dans la conduite près d'une soupape. (Page N12)

D'autres recherches en vue d'obtenir des données réelles sur les caractéristiques d'écoulement dans les soupapes, le mouvement des flotteurs et les autres conditions permettront d'améliorer la précision des approches calculées.

Il faut à nouveau souligner que dans le cas des conduites longues, l'air admis dans la conduite doit être complètement évacué avant le redémarrage de la pompe pour éviter tout danger.

### 3. Nouveaux aspects de la protection contre les coups de bélier dans les réseaux de distribution d'eau

Le développement de l'emploi de longues conduites et les nouvelles techniques d'économie de l'énergie amènent de nouveaux aspects dans la protection contre les coups de bélier. Deux de ces aspects sont discutés dans ce chapitre.

#### 3.1 Protection contre les coups de bélier pour les stations de surpression

Au Japon, la croissance de la population fait que les faubourgs résidentiels s'étendent vers les régions de collines. Il est donc devenu nécessaire d'avoir de longues conduites avec des stations de surpression. La géographie du Japon, avec ses plaines étroites et bosselées, fait qu'il existe des stations de pompage ayant de longues conduites d'aspiration où se produisent des phénomènes de coups de bélier semblables à ceux des stations de surpression. Il est nécessaire de prendre en compte trois conditions:

- (1) L'arrêt de la pompe due à un manque de courant provoque une augmentation de pression dans la conduite amont et une réduction de pression dans la conduite aval.
- (2) Le même phénomène se produit quand la pompe s'arrête normalement.

- (3) Le phénomène contraire se produit quand la pompe est normalement démarrée.

La fig. 10 montre les résultats du coup de bélier en cas de défaillance du courant électrique, pour un démarrage normal et pour un arrêt normal pour une station de pompage ayant une longue conduite d'aspiration. L'augmentation de pression dans la conduite d'aspiration en cas de défaillance du courant électrique reste dans des limites acceptables. La réduction de pression dans la conduite amont atteint la cavitation par fermeture du clapet de sortie de la pompe. L'adoption d'un clapet à fermeture lente est efficace.

Fig. 10. Pression maxi. et mini. en cas de défaillance du courant électrique, de démarrage normal de la pompe et d'arrêt normal pour une station de pompage ayant une longue conduite d'aspiration. (Page N13)

La conduite bypass, avec un clapet à la station de pompage, limite dans une certaine mesure l'augmentation de pression dans la conduite amont. Bien que les stations de surpression soient généralement pourvues d'un bypass pour permettre d'isoler le station, on n'obtient pas dans tous les cas une protection effective contre les coups de bélier. Lors du démarrage normal de la pompe, il se produit une rupture de la colonne d'eau dans la conduite amont et une cavitation à la pompe due aux caractéristiques de débit du robinet vanne utilisé à la sortie de la pompe. On applique avec succès une ouverture de la vanne à double vitesse, comme la montre la fig. 11.

Fig. 11. Effet de la commande à double vitesse de la vanne d'une station de surpression. (Page N13)

#### 3.2 Coup de bélier causé par une défaillance brusque de l'électricité

En vue d'économiser l'énergie, les grands réseaux de distribution d'eau utilisent des groupes de pompage à vitesse variable avec un convertisseur statique en cascade, le système Scherbius à thyristor. Jusqu'à présent, les pompes s'arrêtaient lorsque survenait une défaillance instantanée de l'électricité, mais dans les réseaux modernes, les pompes ne s'arrêtent pas, pour éviter la suspension de l'alimentation en eau. Il en résulte des problèmes de coup de bélier quand les pompes accélèrent rapidement après rétablissement du courant. Une défaillance instantanée de l'électricité, c'est à dire l'arrêt du courant ou une chute de tension dus à l'interruption de l'alimentation en électricité, dure pendant une courte période de 0,1 à 2 secondes. La suppression du couple moteur, même pendant une seconde, peut réduire la vitesse de la pompe, en général à 60 ou 70% de la vitesse nominale, et avant le retour à la marche normale après un arrêt instantané de l'électricité, la vitesse de la pompe augmente rapidement jusqu'à 110 à 150% du couple moteur nominal dans le cas du système Scherbius à thyristor. La réduction de vitesse pendant la défaillance et l'augmentation rapide de vitesse subséquente amènent un coup de bélier.

La fig. 12 donne les résultats calculés du coup de bélier pour une courte conduite lors d'une interruption de courant de 0,2, 0,45, 0,7, 0,95 et 1,2 secondes. L'interruption du couple moteur est assumée être de 0,3 seconde plus longue que chaque période pour tenir compte de la temporisation dans le circuit de commande.

Les particularités du coup de bélier dû à une défaillance brusque de l'électricité sont les suivantes:

- (1) Il y a une tendance générale à ce que plus la durée de l'interruption est longue, plus l'augmentation de pression est élevée. Mais le maximum de pres-

- pression apparaît à un moment spécifique qui dépend de la durée de l'interruption et de la longueur de la conduite. Cela est dû à la combinaison de l'augmentation de pression de l'onde induite par l'arrêt du courant électrique puis réfléchi par le réservoir ou les colonnes d'équilibre et de l'onde de pression provoquée par la rapide augmentation de la vitesse.
- (2) Le maximum d'augmentation de pression apparaît à mi-chemin sur la conduite et non à la sortie de la pompe.
  - (3) Si la conduite contient de l'air, il y a des cas où l'augmentation de la pression est très forte.
  - (4) Comme il y a un rapport entre la longueur de la conduite et la durée de l'interruption du courant électrique, une étude attentive doit être faite, que la conduite soit courte ou longue.

Fig. 12. Courbe de la pression min. et maxi. en cas de défaillance brusque de l'électricité. (Page N13)

L'augmentation de pression causée par l'arrêt brusque du courant électrique n'est pas aussi significative. Mais il y a encore dans les conduites d'eau de nombreux tronçons formés de tuyaux anciens dont la plupart sont prévus pour une pression faible, même si de l'augmentation de la demande amène à ajouter dans les conduites existantes des tuyaux neufs. En outre, les changements rapides de débit et de pression amènent des turbidités dans les conduites comportant des incrustations, et il est donc recommandé de modérer les coups de bélier dans les grandes conduites et les conduites de distribution. Un contrôleur numérique automatique permet d'augmenter graduellement la vitesse de la pompe jusqu'au niveau désiré.

Dans le même but on peut augmenter le moment d'inertie de la pompe grâce à un volant. Il faut faire une étude soignée pour éviter les vibrations en résonance dues à la coïncidence de la fréquence naturelle du rotor de la pompe et du moment de pulsation provoqué par le courant harmonique dans le système Sherbius à thyristor.

## Nomenclature:

A section de la conduite

$A_v$	surface de l'ouverture d'une vanne
$a$	vitesse de l'onde de pression
$a'$	vitesse de l'onde en présence de gaz libre
$B$	constant de la conduite, $a/gA$
$C_K$	coefficient de la fonction de solubilité
$C_P, C_M$	constantes connues dans les équations des caractéristiques
$C^+, C^-$	noms pour les équations des caractéristiques
$D$	diamètre de la conduite
$d$	constante pour une masse de gaz donnée par unité de volume du fluide
$f$	coefficient de frottement de Darcy-Weisbach
$g$	accélération de la gravité
$H$	pression piézométrique instantanée
$H_P, H_R, H_S$	pression piézométrique aux points de calcul dans le plan x-t de la grille des caractéristiques
$h_s$	pression de saturation
$h_a$	pression absolue
$L_1, L_2$	identification des équations de continuité et de moment dans la méthode des caractéristiques
$m$	masse de gaz libre par unité de volume du mélange d'air libre et de liquide
$\dot{m}$	vitesse de libération de la masse de gaz par unité de volume de liquide
$N$	vitesse de rotation
$Q$	débit sortant instantané d'une section de calcul
$Q_u$	débit instantané entrant dans une section de calcul
$Q_P, Q_R, Q_S$	débit sortant aux points de calcul dans le plan x-t de la grille des caractéristiques
$R$	constante connue dans l'équation des caractéristiques: $af/2gDA^2$
$t$	temps
$V$	vitesse instantanée
$V_R, V_S$	vitesse aux points de calcul dans le plan x-t de la grille des caractéristiques
$WR^2$	moment d'inertie des parties en rotation
$x$	distance le long de la conduite à partir de l'extrémité gauche
$x_P, x_R, x_S$	distance du point de calcul dans le plan x-t de la grille des caractéristiques
$\alpha$	pente de la conduite
$\xi$	coefficient de frottement de la vanne

## New developments in protection against water hammer hammer

by Yoshiharu Satomi

Engineer, Ebara Corporation, Japan

### Introduction

The analysis of water hammer has been advanced by developments in computer programming techniques since this subject was discussed at the Barcelona Congress in 1966. The theory of the Method of Characteristics advocated by Streeter and Wylie and the principal points of the computer program developed in the author's company are summarized in Chapter 1.

The conception and evaluation of typical protection methods or devices are presented in Chapter 2 and new topics concerning water hammer protection in a water supply system are introduced in Chapter 3.

### 1. Analysis of water hammer by the method of characteristics

The graphical method advanced by Bergeron, Schnyder, Parmakian et al. was widely used to analyse water hammer. The graphical method has many advantages; (1) the analysis can be visualized, (2) it is convenient to treat simple problems by hand, (3) it can be used to solve complicated problems by computer. The author's company formerly used the graphical method to solve many problems. The company now uses a computer program incorporating the 'Method of Characteristics' which has been developed from advances in computer programming techniques. Advantages of the Characteristics method are; (1) it is an orderly numerical method of solving total differential equations which is well suited to the computer, (2) it has the greatest accuracy of any of the finite difference methods, since the unsteady flow in fluid transients is truly analyzed, (3) friction and the effect of pipe slope can be easily included in the program, (4) it can be easily applied to solve more complex systems or special problems such as column separation. However the graphical method has the great advantage of teaching hydraulic engineers the physical meaning of water hammer. Knowledge of the graphical method is a great help to the synthesis of the results computed by the Characteristics method and the design of protection methods.

Following the basic concept of water hammer analysis by the Characteristics method, the computer program developed by the author's company is introduced in this chapter.

#### 1.1 Characteristics equations and finite-difference equations

The continuity and momentum equations form a pair of hyperbolic partial differential equations in terms of two dependent variables, velocity and head, and two independent variables, distance along the pipe and time, as follows;

$$L_1 = g \frac{\partial H}{\partial x} + V \frac{\partial V}{\partial x} + \frac{\partial V}{\partial t} + \frac{f}{2D} V|V| = 0 \quad [1]$$

$$L_2 = \frac{\partial H}{\partial t} + \frac{a^2 \partial V}{g \partial x} + V \frac{\partial H}{\partial x} + V \sin \alpha = 0 \quad [2]$$

The Characteristics method converts the equations into four total differential equations as follows;

$$\left. \begin{aligned} \frac{gdH}{adt} + \frac{dV}{dt} + \frac{g}{a} V \sin \alpha + \frac{f}{2D} V|V| = 0 \end{aligned} \right\} C^+ \quad [3]$$

$$\left. \begin{aligned} \frac{dx}{dt} = V + a \end{aligned} \right\} C^+ \quad [4]$$

$$\left. \begin{aligned} -\frac{g}{a} \frac{dH}{dt} + \frac{dV}{dt} - \frac{g}{a} V \sin \alpha + \frac{f}{2D} V|V| = 0 \end{aligned} \right\} C^- \quad [5]$$

$$\left. \begin{aligned} \frac{dx}{dt} = V - a \end{aligned} \right\} C^- \quad [6]$$

The first  $C^+$  and  $C^-$  equations of [3] and [5] are valid only when the second equations of [4] and [6] in each group are satisfied. Then the equations are transformed to the following finite-difference equations on the independent variable plane, i.e., the  $x-t$  grid plane shown in Figure 1.

$$\left. \begin{aligned} H_P &= H_R - B(Q_P - Q_R) + Q_R \Delta t \sin \alpha / A \\ -R Q_R / |Q_R| \Delta t &= C_P - B Q_P \\ x_P - x_R &= (V_R + a) \Delta t \end{aligned} \right\} C^+ \quad [7]$$

$$\left. \begin{aligned} H_P &= H_S + B(Q_P - Q_S) + Q_S \Delta t \sin \alpha / A \\ + R Q_S / |Q_S| \Delta t &= C_M + B Q_P \\ x_P - x_S &= (V_S - a) \Delta t \end{aligned} \right\} C^- \quad [9]$$

$$\begin{aligned} \text{where: } B &= a/gA \\ R &= af/2gDA^2 \\ \Delta t &= t_P - t_R = t_P - t_S \end{aligned} \quad [10]$$

To assure stability the following Courant condition must always be satisfied;

$$\Delta t (V + a) \leq \Delta x \quad [11]$$

The unknowns  $H_P$  and  $Q_P$  are found from the known values at points R and S by solving the equations. For a complex network system the same time interval must be used for all pipes. When each pipe has a different value of  $\Delta x$  and points R and S are discrepant from the  $x-t$  grid,

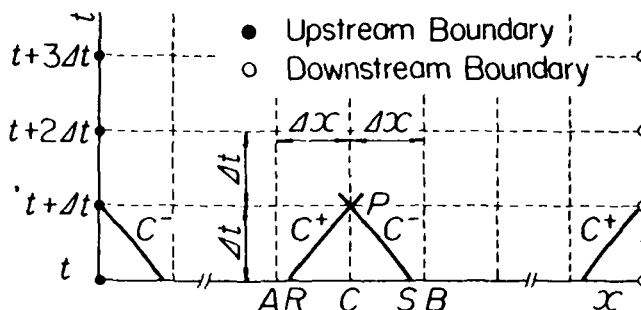


Figure 1.  $x-t$  grid and characteristics lines

in order to obtain a solution for points R and S from the known values at points A, B and C, the method of specified time intervals using linear interpolation is used.

## 1.2 Boundary conditions

Either of the equations [7] or [9] is available at the boundary point of the pipe end. To obtain the unknown values at this point, a boundary condition that specifies some relation between V and H in each case, such as reservoir, pipe junction, valve and pump station, is needed.

For example, the boundary condition when the power to a pump fails at the pumping station is specified as follows;

Pump head and valve loss:  $H = f_H(Q, N) - \zeta Q|Q|/2gA^3$  [12]

$$\text{Pump speed change: } \frac{dN}{dt} = -\frac{9.55g}{WR^2} f_T(Q, N) \quad [13]$$

Pump head  $f_H(Q, N)$  and pump torque  $f_T(Q, N)$  are the functions of Q and N, and they are obtained from the pump's complete characteristics using the homologous relations of turbomachines. The unknown values of Q, H, N are obtained by using a programming technique such as the Newton-Raphson method to solve equations [12], [13] and the Characteristics equations.

## 1.3 Column separation

Where the pressure drops to or below vapour pressure, a vapour cavity forms in the pipe and column separation occurs. The head increase at the rejoining of the cavities, due to these discontinuities in the liquid column, may be of sufficient magnitude to rupture the pipe. Systems should be designed to avoid column separation whenever possible. If it cannot be avoided, careful analysis should be used to evaluate the possible dangers.

There are several methods for analyzing column separation. Two transient flow models are discussed; a vapour-cavity model and an air-release model.

The vapour-cavity model assumes that the water column is separated at computing sections during the portions of the unsteady cycle when vapour pressure exists and the pressure is held at vapour pressure. During the existence of the cavity,  $Q_u$  of the inflow to the section and Q of the outflow are computed from equations [7] and [9] and the cavity volume is given by  $\Sigma(Q - Q_u)\Delta t$ . At the time the cavity vanishes, the head is computed from equations [7] and [9].

The air-release model assumes that liquid containing evolved air with variable wave speeds is distributed in the process of forming cavities. A relationship of the following form may be assumed;

$$m = C_K(h_s - h_a) \text{ for } h_a < h_s \quad [14]$$

in which:

$\dot{m}$  is the time rate of mass of gas release per unit volume of liquid,

$h_s$  is the saturation pressure head,

$h_a$  is the absolute pressure head in the pipe, and

$C_K$  is a function of the solubility coefficient, the initial void fraction, and the level of agitation.

The wavespeed is given for a mixture of free gas and liquid in a pipe as follows;

$$a' = \frac{ah_a}{\sqrt{h_a^2 + md}} \quad [15]$$

in which:

m is the mass of free gas per unit volume of mix,

a is the wavespeed of the fluid in the pipe without free gas, and

d is a constant for a given mass of gas per unit volume of fluid.

The Characteristics equations for the air-release model can be obtained by using the variable wavespeed  $a'$  in place of a in equations [3] to [6].

It may be noted that neither model provides a complete solution of the physical behaviour of the fluid and the vapour during column separation. The vapour-cavity model is suitable when the column separation forms near one of the high points in the pipeline profile, but is unsuitable for a system in which multi-cavities develop along the horizontal piping. The air-release model, dealing with gas release at low pressure, represents a more realistic solution than the vapour-cavity model. However it is difficult to define  $C_K$  of the rate of release in most practical situations.

It may be concluded that several methods have been attempted to solve column separation and that the two-phase flow computations are much less reliable than the single phase computation at this time. Therefore it is still the author's normal design practice to avoid the occurrence of column separation.

## 1.4 Computer program for water hammer analysis

The author's company has developed, through co-operation between hydraulic engineers and computer specialists, a general computer program for water hammer to handle a number of applications consisting of any combination of many boundary conditions. Attention was paid to the following in order to formulate the program;

- (1) Piping systems in any geometrical pattern and many types of boundary conditions can be handled by indexing the piping system components and selecting existing devices from predefined boundary models as shown in Figure 2.
- (2) The program can accept not only constants but also functional equations without modification of the program to analyze new types of phenomena, such as complex valve stroking, feed back control and complex pump operating procedures, etc.
- (3) An engineer with limited computer knowledge can easily prepare the input data. An appropriate function is furnished to find and warn of input data error.
- (4) Characteristic data of pumps and valves are in auxiliary computer storage as a data base to ease data retrieval, modification, and addition.
- (5) The pictorial representation of the results can be obtained to visualize transient behaviour. Examples are shown in Figure 3 and Figure 4. Figure 3 shows the transients versus time at a specified point in the pipeline, and Figure 4 shows the trace of maximum and minimum head along the pipeline in order to evaluate the result.

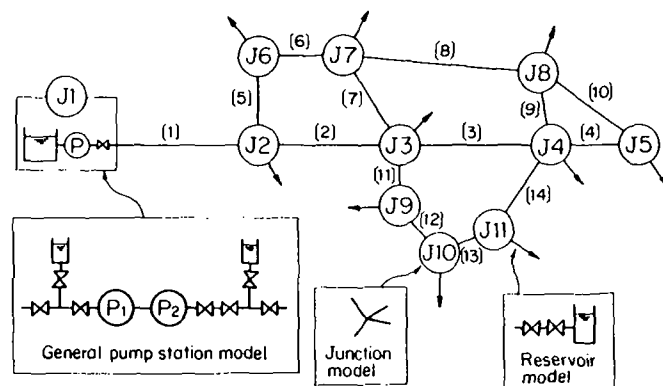


Figure 2. Example of network

## 1.5 Precautions in water hammer analysis

A highly accurate and reliable solution can be derived by the Characteristics method but it is important to use correct data and to pay proper attention to the work. The following precautions are required for water hammer analysis;

- (1) Although wavespeeds for steel pipes of large diameter may be around 1 000 m/s, they can be greatly reduced if air bubbles are entrained in the liquid. In fact, the wavespeed can be reduced to 300 m/s when the air content is 0.5% of the volume. In certain circumstances, it may be necessary to measure the actual wavespeed and confirm the difference from the calculated value before performing a field test.
- (2) It is important to use the complete pump characteristics of similar design for water hammer analysis. Dimensionless-homologous complete pump characteristics are the same for geometrically similar models; but design modifications of the impeller vane angles and other factors cause a marked change in the characteristics, even with the same specific speed.
- (3) Water hammer analysis by the Characteristics method on digital computers holds good with the interpolation discussed before, whilst the numerical integration is computed at the interval of  $\Delta t$  against the continuous time. Accordingly interpolation errors occur when too large a value of  $\Delta t$  is used for the analysis over a short pipe length. Proper judgement in the selection of  $\Delta t$  is necessary so that the Courant condition is satisfied and  $\Delta t$  is small enough in comparison with the time rate of flow change.

## 2. Typical protection against water hammer

From an analysis point of view, reduction in velocity and modification of pipeline profile may provide a direct solution to water hammer prevention, where applicable. Because these methods are in general beyond optimum

system design, various kinds of surge control methods or devices, categorized as follows, are used to protect the system:

- (1) Improvement of original source
  - Increasing moment of inertia of pump rotating parts by flywheel
  - Controlling or slowing valve movement
  - Changing valve type
- (2) Pressure-limiting device or other means
  - Conventional or one-way surge tank
  - Air vessel or accumulator
  - Relief valve
  - Air valve

Water hammer presented few problems before the Second World War in the author's country because of shorter pipelines and lower pressures. However Japan's rapid change in lifestyle and industrial progress have produced an increasing demand for water and water hammer protection became an important factor in waterworks system design. The leading methods used for water hammer protection of water pipelines in Japan were flywheels and slow closing check valves, and one-way surge tanks for longer pipelines. The coastline is close to the mountains in Japan and thus the administrative districts of waterworks are relatively small. Accordingly most of the plants are within a range of 100 m of pumping head and 10 km of pipeline length.

### 2.1 One-way surge tank and air vessel

#### 2.1.1 One-way surge tank

The conventional surge tank has rarely been used in Japan because of disadvantages in cost, height and appearance compared with the one-way surge tank. The one-way surge tank became a leading protective device against water hammer on longer pipelines in Japan, as apprehension about the reliability of check valves was removed through successful operations without any trouble in many undertakings. The following are to be considered in the design of a one-way surge tank;

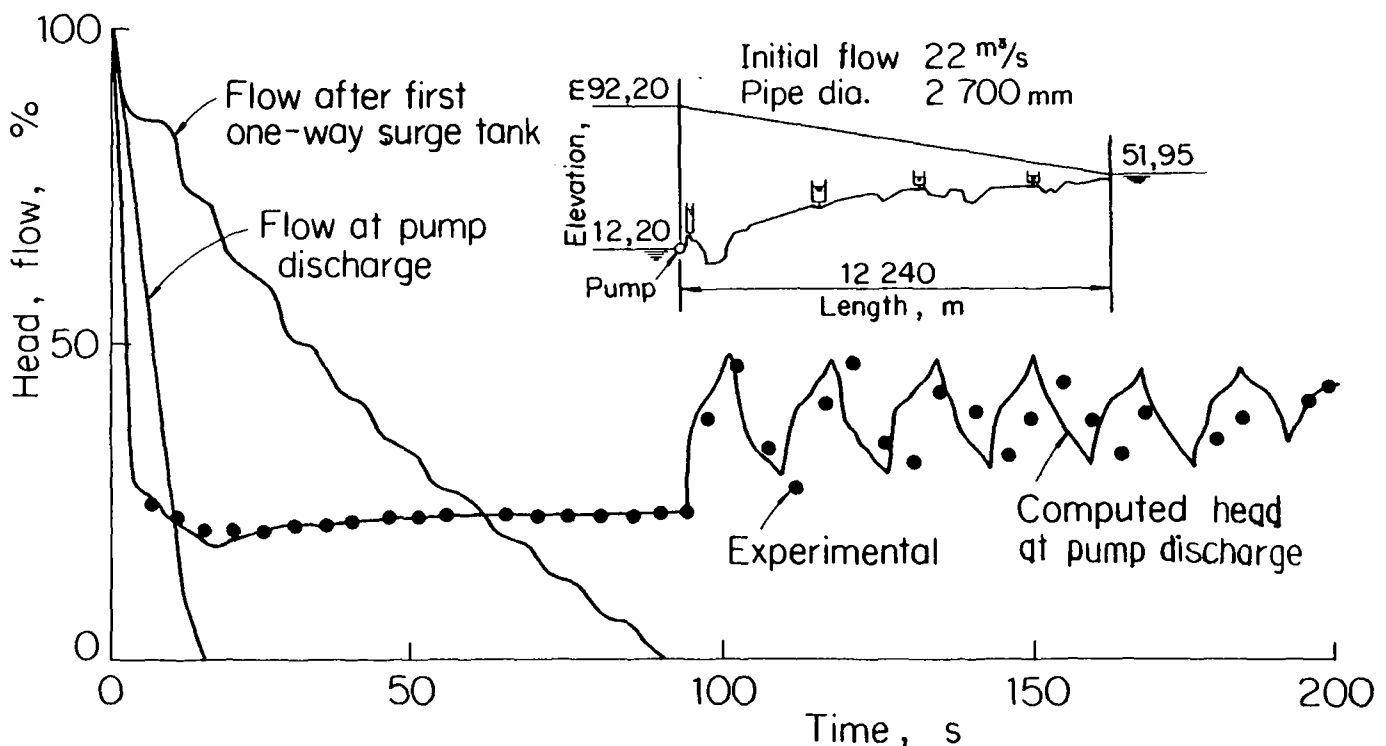


Figure 3. Time transients in head and flow near pump discharge for long line with four one-way surge tanks

- (1) The volume is usually based on the results of computer analysis, using such critical conditions as minimum initial water level in the pump intake well and the discharge reservoir, and no air entry in the pipeline. For safety's sake the size of computer results is doubled in many cases.
- (2) To increase the reliability, two connection lines, each with a check valve, are provided between the tank and the main line.
- (3) Auxiliary equipment is sometimes used to exchange the water in the tank to prevent freezing or stagnation of drinking water.
- (4) Rapid filling of the tank with water after operation is required for the next power failure.

Figure 3 illustrates the comparison of calculations to field test results.

### 2.1.2 Air vessel

Increased water demand has resulted in pumping from remote sources which requires longer pipelines and higher pressure pumps. A number of one-way surge tanks are required in a long pipeline and it has become difficult to install the tanks at the desired points. The construction of such tanks in a densely populated area spoils the aesthetic environment and is undesirable in view of maintenance requirements. For the above reasons the advantages of an air vessel have begun to be noticed, although it was rarely used previously in Japan.

A comparison of computer results for the provision of two one-way surge tanks and an air vessel is illustrated in Figure 4, and the results of computer and field tests for a pipeline with an air vessel are shown in Figure 5.

The following advantages for air vessels are noted;

- (1) An air vessel installed in the pumping station effectively prevents water hammer over the full pipeline, even if the latter is long.
- (2) Installation area is smaller than that required for surge tanks.
- (3) The large civil works necessary for surge tanks are not required.
- (4) Either horizontal or vertical air vessels at a variety of places above or below the ground can be used.

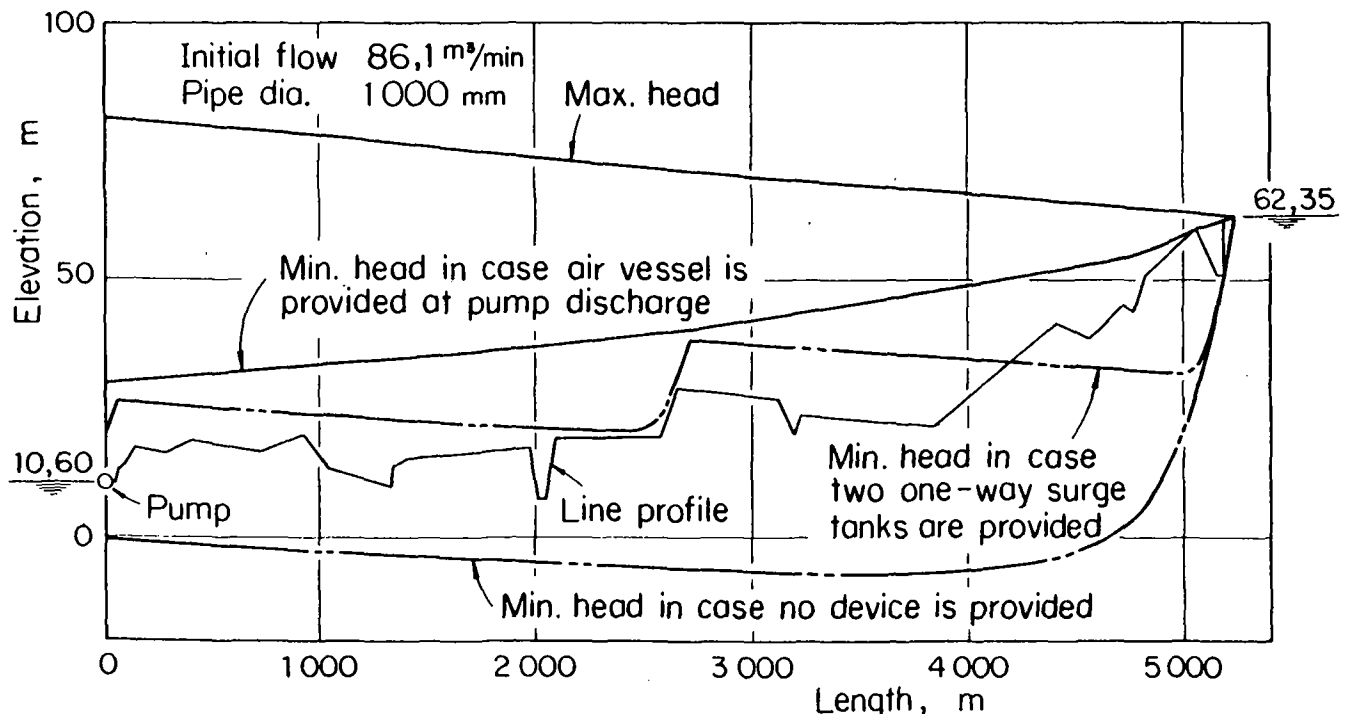


Figure 4. Trace of max. and min. head for cases provided with one-way surge tanks or air vessel

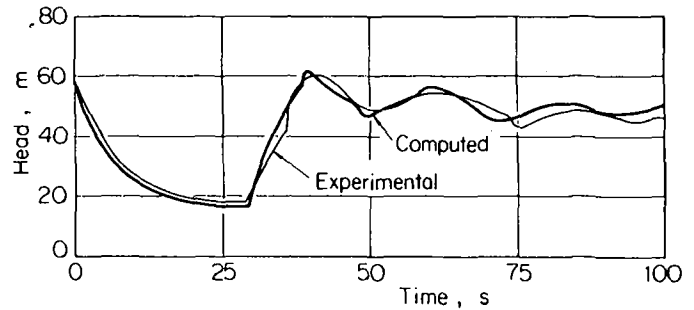


Figure 5. Comparison of computed and experimental results in line pressure near air vessel for case of Figure 4

## 2.2 In-line valves

In this section, water hammer caused by valve operation and the selection of valve type for water hammer protection are discussed. The two classifications of check valves and other general valves are also covered.

### 2.2.1 Check valves

Check valves are generally used to prevent flow reversal at pump discharge, and have much influence on the water hammer caused by pump power failure. There are two kinds of behaviour; one is head increase caused by the normal closure of the check valve; the other is that mechanical shock and larger head increase than at normal closure occur due to the time delay of closure against flow reversal. Swing check valves are normally used, whereas lift type check valves are in service for sizes of less than 100 mm. In Japan, swing check valves are often equipped with attachments for rapid closing or slow closing to lighten mechanical shock or head increase against closure.

#### (1) Rapid closing check valves

There are several types; tilting-disc type, torsion spring aided type, or shaped disc type for closing assistance in order to minimize the time delay at closure. These valves are used to prevent mechanical shock and to minimize head increase due to the time

delay at closure. It should be noted that the theoretical figure calculated by substitution of the boundary condition to dead-end is the lowest limit achieved by this kind of check valve.

(2) Slow closing check valves

In contrast with the rapid closing check valves, the slow closing types restrain the head increase as well as reduce mechanical shock by delaying positive closure and releasing reverse flow for a certain time. Two types are used in Japan. One delays the disc closing action directly by means of a dashpot attached to the pivot shaft. This type is used only for low pressure because of design limitations of the dashpot. The other type is the swing check valve having no physical action of slow closing for the disc but with a dashpot bypass valve as shown in Figure 6. Reverse flow through the slow closing bypass valve can lower the head increase to a fraction of the value of rapid closing check valves, according to circumstances. The reverse rotation speed of the pump due to the flow reversal through the bypass valve does not usually reach minus 100% of the rated speed, because the size of the bypass valve is small. Pumps and motors are usually designed for 130% reverse speed for safety.

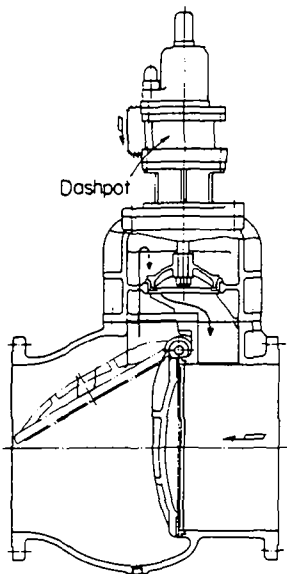


Figure 6. Swing check valve with dashpot bypass valve

2.2.2 Valves for on-off and modulating service

These valves are operated by an electric-motor-driven actuator, hydraulically powered actuator, or hydro-electric actuator other than manual or a manually powered actuator with gear box.

(1) Gate valve

In Japan, gate valves are used for isolation on wide services at pump inlets and outlets or in lines for large sizes up to 1 000 mm because of tight closure and high marketability. From the uneven flow characteristics of the gate valve, rapid flow changes are produced in the early stage of opening or last stage of closing, and pressure surge may easily occur. Long closing or opening times prevent this, but are not always permitted, for practical reasons. Intermittent operation of an electric-motor actuator using a timer relay in the control circuit only for the opening of 0 to 10 or 15%, as shown in Figure 7, has been used. A double rate stroke system is also applied when a hydraulic actuator is installed.

In general, a slow stroking time period longer than as long as 10 times the round trip wave travel time in each line may be effective.

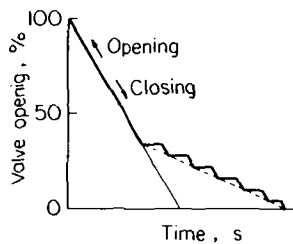


Figure 7. Double rate stroking system of valve opening and closing

(2) Butterfly valve

Butterfly valves were not often used previously in Japan for relatively high pressure ranges by reason of leakage through the seats. Improved metal materials, processing accuracy and rubber-lining techniques have brought about the general use of butterfly valves for waterworks using pressures of less than 1 mega Pa. Better flow characteristics make this type more advantageous when compared to the gate valve.

(3) Cone valve

The cone valve, which functions by a 90° rotation of a conical plug, is manufactured under the trade name of Rotovalve. This valve is used for high pressure service in appreciation of the flow characteristics close to equal-percentage and good performance against cavitation. In many cases, the cone valve can be opened or closed by a uniform stroke without creating serious pressure surge. Hydraulically-operated cone valves are often used as pump discharge valves with an additional function of check valves. Recently the combination of electrical and hydraulic actuation has been in use to minimize the capacity of hydraulic pressure source.

2.3 Air valve

Air (inlet and outlet) valves are usually provided at the high points of pipelines. When the line pressure at an air valve drops below atmospheric pressure, the valve opens to admit air. When the pressure increases to atmospheric pressure air is allowed to escape, then the air valve closes automatically so as not to allow liquid to spout out. A typical air valve of the double port type used in Japan is shown in Figure 8. The larger port is employed for the inlet or outlet of massive air quantities and the other throttled port is used to evacuate the small amounts of air produced during normal flow conditions.

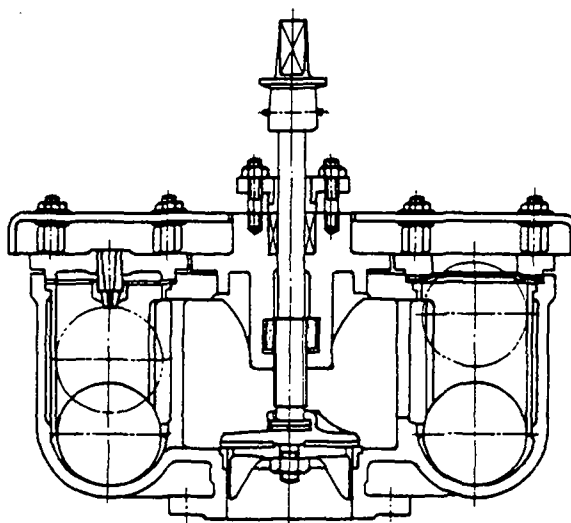


Figure 8. Double ports type air valve



Air valves may be used to protect a pipeline from not only vacuum conditions but also from column separation. The advantages of air valves used for water hammer protection are; (1) they are low-cost devices when compared to others. (2) they can be positioned at any desirable place without restriction. (3) they are easy to handle because of simple construction.

However, there are some noteworthy disadvantages; (1) careful maintenance is required to ensure positive action. (2) Destructive pressure may be created during the air escaping process. (3) head increase may occur at pump starting while admitted air still remains in the line.

It is essential to determine the size of air valve and the magnitude of head increase due to the closing of the air valve.

The analysis of the boundary condition for an air valve is treated as a mass of air inflowing or outflowing through the valve, with the following assumptions;

- (1) Air admitted to the pipeline remains near the valve and forms a mass.
- (2) Elevation of the liquid surface remains substantially constant.
- (3) Pressure of the air mass is uniform.
- (4) Air flows in and out of the pipe at a subsonic speed through the valve. It has been corroborated in the author's laboratory that air flow through the valve will not reach critical flow when the valve size is such that internal pressure is not lower than  $-4$  m Aq.

The comparison of calculations and field test results is shown in Figure 9. This shows an example where the head increase occurs due to rapid reduction of flow velocity resulting from the closing of the air valve.

The magnitudes of computed results and field test results coincide reasonably, but there is a discrepancy in time.

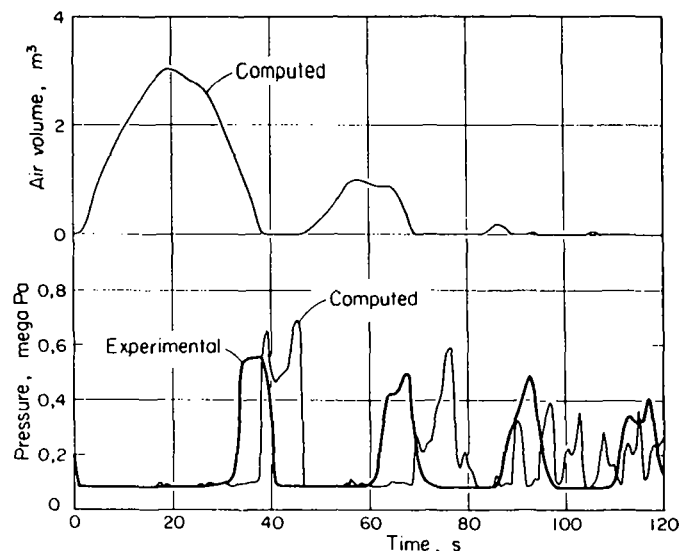


Figure 9. Comparison of computed and experimental results in line pressure near air valve

Further research to obtain real data on flow characteristics of air valves, float movement and other conditions will improve the accuracy of the calculation approach.

It is emphasized again that in case of long pipelines the air admitted to the pipe should be completely evacuated before restarting the pump so as to avoid possible danger.

### 3. Other factors in water hammer protection for water supply systems

The growth in the use of longer pipelines and the advance of energy-saving control techniques bring new topics to consider in water hammer protection. Two topics are discussed in this chapter.

## 3.1 Water hammer protection for booster pump stations

With the growth of population, residential suburbs are expanding to hilly areas in Japan. This has created a need for long pipelines with booster pump stations. For the geographical features of Japan's own, hilly narrow plains, there are pumping stations with long suction lines, where the similar phenomenon of water hammer of booster pump stations appears. There are three conditions to consider.

- (1) Head increase in the upstream line and head reduction at the downstream line are caused by pump stoppage due to power failure.
- (2) The same phenomenon occurs when the pump is stopped normally.
- (3) A contrary phenomenon occurs when the pump is started normally—

Figure 10 shows the results of water hammer due to power failure, pump normal start and normal stop for a pump station with a long suction line. Head increase in the suction line when power fails is within the allowable range. Head reduction at the upstream line falls into the column separation by closure of the pump discharge check valve. Adoption of a slow closing check valve is effective.

The bypass line, with a check valve to the pump station, acts to limit the head increase in the upstream line to a certain extent. Although the bypass line is usually provided with a booster pump station for isolating the station, positive protection against water hammer is not obtained in all cases. At the pump's normal starting, column separation in the upstream line and cavitation in the pump occur due to the flow characteristics of the gate valve used at the pump discharge. A double rate stroke of the valve is successfully applied, as shown in Figure 11.

## 3.2 Water hammer caused by instantaneous power failure

For the purpose of energy-saving, large water distribution systems have used variable-speed motor driven pump units with a static converter cascade system, the so-called Thyristor Scherbius system. Up to the present, pumps have been shut down when an instantaneous power failure occurs, but in recent systems pumps are not shut down so as to avoid interruption of the water supply. As a result, water hammer problems appear when the pumps are rapidly accelerated after restoration of power. An instantaneous power failure, that is power stoppage or voltage drop due to an interruption in the electric power source, continues for a short time of 0.1 to 2 seconds. Discontinuation of torque even for a second may reduce pump speed, in general, to 60 or 70% of the rated speed, and before returning to normal operation after an instantaneous power failure, pump speed is rapidly increased by 110 to 150% of the rated torque in the case of the Thyristor Scherbius system. Speed reduction during power failure and the subsequent rapid speed increase produce water hammer.

The calculated results of water hammer in a short pipeline are illustrated in Figure 12 for a power failure period of 0,2 0,45 0,7 0,95 and 1,2 seconds. The discontinuation of torque is assumed as 0,3 second longer than each period taking into consideration a time lag in the control circuit.

There are the following features of water hammer due to instantaneous power failure;

- (1) There is a general tendency that the longer the period of power failure, the higher the head increase. However the maximum head increase appears at a specific time in relation to the power failure period

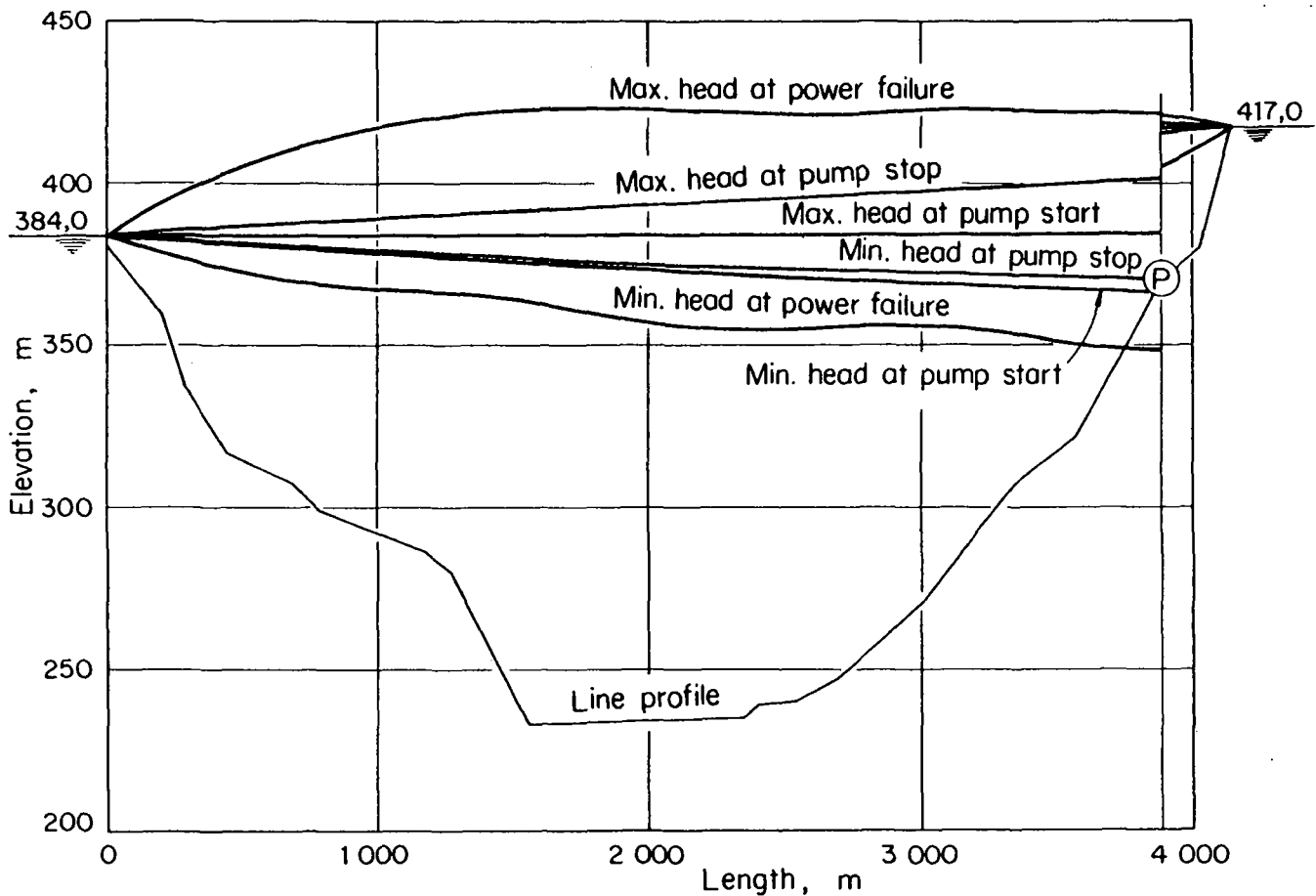


Figure 10. Max. and min. head at power failure, pump normal start, and normal stop for pump station with long suction line

and pipeline length. This is due to the overlapping of the head increase from the wave initiated by the power failure and then reflected at the reservoir or the surge tanks, and the head increase caused by rapid speed increase.

- (2) The maximum pressure rise appears midway along the pipeline, not at the pump discharge.
- (3) When air is entrapped in a pipeline, there are cases where the head shows a greater increase.
- (4) Since there is a relationship between pipeline length

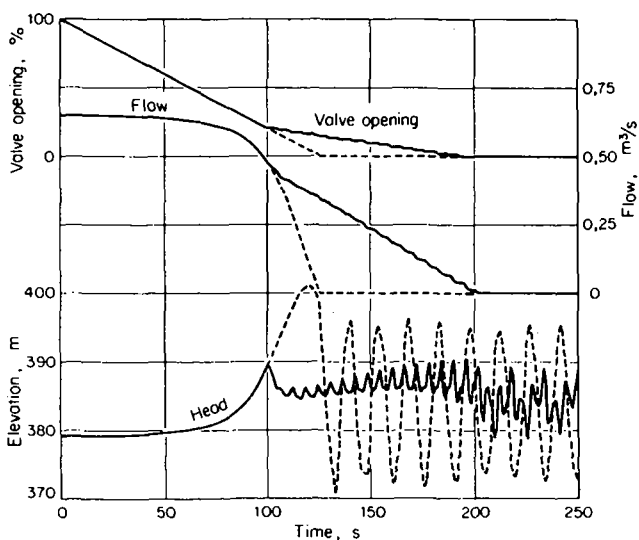


Figure 11. Effect of double rate stroke of valve for booster pump station

and power failure period, careful study is required, whether short or long pipelines.

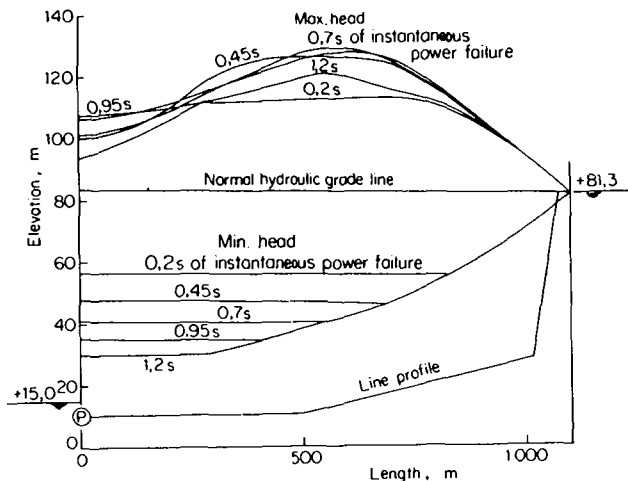


Figure 12. Trace of max. and min. head for instantaneous power failure

The head increase caused by instantaneous power failure is not so significant. However, there are many portions of water supply lines using old pipes and most of the old pipes are rated at low pressure, although new pipes are added to existing distribution lines against increasing demand. In addition, rapid change in flow and pressure causes turbidity of the water with deposition or encrustation on the pipe walls, therefore it is recommended to moderate pressure surges in trunk mains or

distribution pipes. A digital automatic controller is provided to increase pump speed gradually at a desirable rate.

For the same purpose, increasing the moment of inertia of the pump rotating parts by flywheel may be employed. Careful study is required to avoid sympathetic vibration due to the coincidence of natural frequency in the pump-motor shafting and pulsation torque caused by high harmonic currents in the Thyristor Sherbius system.

## Nomenclature

A	area of pipe
$A_v$	area of opening of a valve
a	speed of pressure pulse
$a'$	wavespeed with free gas
B	pipeline constant, $a/gA$
$C_K$	function of solubility coefficient
$C_P, C_M$	known constant in Characteristics equations
$C^+, C^-$	name for Characteristics equations
D	pipe diameter
d	constant for a given mass of gas per unit volume of fluid
f	Darcy-Weisbach friction factor
g	gravitational acceleration
H	instantaneous piezometric head
$H_P, H_R, H_S$	piezometric head at computational point in x-t plane of Characteristics grid
$h_s$	saturation pressure head
$h_a$	absolute pressure head
$L_1, L_2$	identification of continuity and momentum equation in Characteristics method
m	mass of free gas per unit volume of mixture of free gas and liquid

$\dot{m}$	time rate of mass of gas release per unit volume of liquid
N	rotational speed
Q	instantaneous outflow from a computed section
$Q_u$	instantaneous inflow to a computed section
$Q_P, Q_R, Q_S$	discharge at computational point in x-t plane of Characteristics grid
R	known constant in Characteristics equations: $af/2gDA^3$
t	time
V	instantaneous velocity
$V_R, V_S$	velocity at computational point in x-t plane of Characteristics grid
$WR^2$	moment of inertia of rotating parts
x	distance along pipe from left hand end
$X_P, X_R, X_S$	distance at computational point in x-t plane of Characteristics grid
$\alpha$	pipe slope
$\zeta$	valve friction coefficient

## References

1. Allievi, L., Theory of Water Hammer, (translated by E. E. Halmos), Reccardo Garoni, Rome, 1925.
2. Bergeron, L., Water Hammer in Hydraulics and Wave Surges in Electricity (translated under the sponsorship of the ASME), John Wiley and Sons, Inc., New York, 1961.
3. Parmakian, John, Water Hammer Analysis, Prentice-Hall Inc., New York, 1955.
4. Streeter, V. L., and Wylie, E. B., Hydraulic Transients, McGraw-Hill Book Co., New York, 1967.
5. Wylie, E. B., and Streeter, V. L., Fluid Transients, McGraw-Hill International Book Co., New York, 1978.

Comite International permanent sur la corrosion et la protection  
des conduites souterraines  
International Standing Committee on Corrosion and Protection  
of Underground Pipelines

7-1080  
71  
IWSA 80

**LIBRARY**

**Les matières**

International Reference Centre  
for Community Water Supply

**Contents**

- Sujet 1— Corrosion interne des conduites métalliques par l'eau de mer**
- Subject 1—Internal corrosion of metal pipes by sea water** Pages O2-O7  
(Dr. E. Hargarter, Allemagne—Germany)
- Sujet 2— Détermination de la corrosivité de l'eau pour les emplois domestiques**
- Subject 2—Determination of domestic water corrosive activity** Pages O8-O10  
(Prof. I. V. Strizhevsky and Dr. B. L. Reizin, URSS—USSR)
- Résumé en français** Page O10  
**Summary in French**
- Sujet 3— Propositions des Communautés Européennes pour une directive relative à la qualité de l'eau pour la consommation humaine, possibilités de réduction du pouvoir de l'eau potable à dissoudre les métaux (cuivre, plomb, fer et zinc) par conditionnement central de l'eau réalisé par les services d'eau**
- Subject 3—Proposal of the European Communities for a directive relating to the quality of water for human consumption, possibilities for reduction of the metal solvency of drinking water (lead, copper, iron and zinc) by central water conditioning by waterworks** Pages O11-O15  
(Mr. C. H. J. Elzenga & Dr. A. Graveland, Pays-Bas—Netherlands)

## Internal corrosion of metal pipes by sea water

by Dr. Erich Hargarter

State Materials Testing Office at the Hamburg Polytechnic, Germany.

### 1. Description of sea water

Sea water is a very complex medium. It contains 3.5% dissolved salts, chiefly common salt, magnesium sulphate, magnesium chloride and calcium chloride. The ion content is approx. 1.9 g/l Cl<sup>-</sup>, 1.056 g/l Na<sup>+</sup>, 0.265 g/l SO<sub>4</sub><sup>-</sup>, 0.127 g/l Mg<sup>+</sup>, 0.04 g/l Ca<sup>+</sup> and 0.038 g/l K<sup>+</sup>.

The oxygen, which plays an important part in sea water corrosion, varies between 8 and 10 mg/l according to the temperature. In the North Sea the value is approx. 9 mg/l down to a depth of 20 m. The proportion of dissolved oxygen diminishes the greater the depth. The pH varies between 7.8 and 8.2, i.e. sea water is virtually chemically neutral. The specific electrical resistance is approx. 2500 Ω m at temperatures between 12 and 15 °C, corresponding to a specific electrical conductivity of 40 mS/cm. This value is approx. 63 mS/cm in the tropics, i.e. at temperatures around 30 °C, and 30 mS/cm in the Arctic. (Harbour or drinking water has a lower electrical conductivity, e.g. Hamburg harbour water approx. 1 mS/cm and Hamburg tap water 0.6 mS/cm).

The composition and corrosivity of the sea water may vary in coastal areas due to the increase in the acid content, e.g. by absorption of carbon dioxide and sulphur dioxide from immissions and effluents and of hydrogen sulphide from rotting materials, or by an increase in the salt content, e.g. by sulphides, cyanides from industrial effluents or phosphates from agricultural or urban effluents. Corrosion of metals may also be promoted by the presence of bacteria and micro-organisms. The growth of mussels may lead to dangerous corrosion on some materials. Sediments such as sand or silt are often present in sea water.

The corrosivity of the sea water is attributable above all to the dissolved oxygen and the chlorine ions, because the larger the quantity of oxygen that reaches any metal, the greater is the erosion of the metal. Sea water has a relatively high redox potential of  $E_H = 400$  mV at room temperature. This value is so important, because all metals are dissolved anodically in sea water in the presence of oxygen with a lower free corrosion potential.

### 2. Types of corrosion

The following types of corrosion may occur in metal pipes carrying sea water:

- uniformly eroding corrosion,
- pitting,
- contact corrosion,
- crevice corrosion,
- selective corrosion,
- erosion corrosion,
- cavitation,
- stress corrosion cracking and vibration corrosion cracking.

The material and stress conditions determine which type of corrosion occurs.

### 2.1 Uniformly eroding corrosion

manifests itself in the formation of covering layers of corrosion products. These covering layers may be destroyed and troughs and holes formed in these areas. The intensity of the uniform corrosion is measured by the linear erosion rate in mm/a.

### 2.2 Pitting

occurs primarily in the materials which can be passivated, e.g. stainless steels, copper and its alloys and aluminium and its alloys. It is promoted in particular by chlorides. The corrosion produced by chlorine ions manifests itself in the statistically irregular distribution of the pits. On stainless steels it may also be caused by bromides, hydrogen sulphide and sulphur dioxide<sup>1</sup>. It occurs under deposits as a result of varying aeration and is often found at the material/water/atmosphere phase boundary. Pitting may also be a consequence of crevice corrosion. Shutdown corrosion may also take the form of pitting. It occurs during shutdown of pipe systems and is intensified by varying aeration. This pitting is usually found at the bottom of pipes.

### 2.3 Galvanic corrosion (contact corrosion)

occurs when two different metals are connected to each other with electrical conductivity. The metal with the lower equilibrium potential is eroded. As the equilibrium potential is dependent on the medium, the position of the metal in an electrochemical series for sea water must be known when different metals are connected in sea water (Fig. 1).

Graphit  
Titan  
Nichtrostender, austenitischer Chrom-Nickel Stahl  
mit Molybdän  $\geq 2,5\%$   
Ni80Cr13Fe8,5, passiv  
NiCu30Fe  
Nichtrostender, austenitischer Stahl mit Passivschicht  
Nichtrostender, ferritischer bzw. martensitischer Stahl  
mit Passivschicht  
Silberlot  
Nickel, passiv  
CuNi30Fe  
CuNi10Fe  
Kupfer-Zinn-Legierungen  
Kupfer-Zinn-Zink-Legierungen (G-CuSn5ZnPb – G-CuSn10Zn)  
Kupfer  
CuZn20Al (SoMs76)  
CuZn28Sn (SoMs71)  
CuZn29  
CuZn39Sn (SoMs60)  
CuZn38Pb (Ms60Pb)  
Zinn  
Blei  
Ni80Cr13Fe6,5, aktiv  
Nickel, aktiv  
Nichtrostender, austenitischer Stahl, aktiv  
Nichtrostender, ferritischer Stahl, aktiv  
Blei-Zinn-Lote

Hartchrom  
 Gußeisen GG, GGG, GT  
 Niedriglegierte Stähle und Stähle mit bis zu 12 % Chrom  
 Unlegierte Stähle  
 Aluminium und Aluminium-Legierungen  
 Zink und Zink-Legierungen  
 Magnesium und Magnesium-Legierungen

Fig. 1. Electrochemical series for different materials in flowing sea water at 15°C.

This electrochemical series does not supply any information on the susceptibility of a metal to corrosion or even on the rate of corrosion, but merely indicates that the metal with the higher potential represents the cathode of a galvanic cell and is not corroded, but the metal with the lower potential is. It must also be taken into account that the potential values may be displaced by high flow rates. The material is then eroded at the point of contact. The lower the electrical conductivity, the greater is the restriction of the attack on the anode to the point of contact. With high water conductivity the erosion extends over a wide area. This is the case with sea water. The areas of the different metals also play a part. On pipes the internal surfaces of the pipe sections are the areas concerned. If the two pipe sections are longer than 2.5 · d, area ratios of 1:1 should be assumed. Galvanic corrosion very often occurs in pipes carrying sea water if, for example, bronze fittings are installed in steel pipes or brass parts are connected to CuNi 10Fe pipes. Galvanic corrosion may also be present if particles of a different metal remain on a pipe wall.

If two different metals have to be connected, the area of the less noble metal should be far larger than that of the nobler metal.

## 2.4 Crevice corrosion

is a locally intensified corrosion in crevices. It is attributable to corrosion cells caused by differences in concentration in the corrosive medium particularly as a result of a deficiency of oxygen inside the crevice. It is immaterial whether the crevice is between metals or a metal and a non-metal. In pipe systems the flange joints and also notches in welds form crevices. This effect also occurs under deposits such as welding beads or sand. This type of corrosion occurs mainly on materials which can be passivated.

## 2.5 Selective corrosion

is a type of corrosion in which a specific part of the metal is dissolved out. The best known forms are the dissolution of the chromium-deficient grain boundaries in the high-alloy chromium steels, the removal of zinc from brass with a high zinc content (Fig. 2), the removal of aluminium from copper alloys containing aluminium and the removal of nickel from CuNi materials. Selective corrosion also occurs on grey cast iron. In sea water the selective corrosion of copper materials occurs in crevices, under deposits and on contact with an electrochemically nobler material. The same applies to the selective corrosion of grey cast iron known as "graphitic corrosion". In the high-alloy chromium steels it may occur after sensitising heat treatment, e.g. after welding of non-stabilised steels.

## 2.6 Erosion corrosion

is caused by the interaction of the erosion damaging the protective layer with the corrosion of the resulting exposed areas. The erosion is caused by the rapidly flowing medium. A turbulent flow, which mechanically breaks up the top layer, occurs at high flow rates. All turbulence-generating factors lead to erosion. Such factors are, for



Fig. 2. Removal of zinc from a brass pipe

example, a change in the pipe cross-section. This may be caused by deposits on the pipe wall such as welding beads or encrustations, by elevated weld seams, depressed weld seams, weld projections or offset weld seams. Erosion occurs on flanges if the flange joints are not seated accurately or if there are crevices between the flange walls, the flange seal does not fit correctly, e.g. at a point where water penetrates, or the transition between the flange faces is irregular (Fig. 3). The laminar flow often changes into turbulent flow in bends and branches, hence erosion also tends to occur here. Turbulence is more common in pipes with small cross-sections than in pipes with large cross-sections<sup>2</sup>. The flow rate must be lower than in wider pipes. The effect of the flowing medium is intensified by the entrainment of small gas bubbles or solid particles. Erosion corrosion occurs in the form of horse-shoe-shaped depressions, which sometimes hollow the material in the direction of flow.

## 2.7 Cavitation corrosion

is caused by the mechanical attack on the metal surface in fast-flowing water, which is due to the collapse of water vapour bubbles. This takes place in zones in which the pressure of the water is reduced as a result of exceeding the critical water flow rate to such an extent that water vapour is formed. The violent blows resulting from the hammerlike collapses of the vapour bubbles destroy not only the top layers, but also the metal itself. Consequently, deep holes and troughs with a deformed metal structure at the surface result. This process is specific to the medium. The mechanically activated surface is then additionally corroded by the sea water.

## 2.8 Stress corrosion cracking

occurs if the metal is exposed to the effect of static or low-frequency dynamic tensile stresses and a medium typical



Fig. 3. Erosion corrosion on a flange

for this metal is present. In the case of stainless steels this type of corrosion occurs in sea water only at temperatures above 65 °C. However, it may occur on brass even at room temperature if the water is contaminated by ammonia or mercury. Ammonia may be formed in pipes by decomposing micro-organisms and produce cracks when tensile stresses are present. One possibility of avoiding stress corrosion cracking is to ensure that the pipes are not subject to tensile stress. Such tensile stresses may be caused by pipe production, e.g. during the cold shaping, bending, flanging or rolling in of the pipe. It must be ensured by the design that no external tensile stresses occur in the presence of a medium which triggers stress corrosion cracking. The cracks are at right angles to the direction of the tensile stress.

## 2.9 Vibration corrosion cracking

is a usually transcrystalline, low-deformation crack with simultaneous mechanical alternating stress and corrosive stressing. A distinction is made between cracks caused by low-frequency stress cycles and small loads (so-called low cycle corrosion fatigue), which are usually relatively small but numerous, and the individual cracks which occur at high frequencies and high stresses. They may occur on all materials in sea water.

## 3. Effect of the flow rate

The rate at which the medium flows through the pipes is an important consideration when commenting on the behaviour of pipe material in sea water. The effect is firstly that oxygen is carried to the metal surface by the water and thus affects the corrosion, and secondly that the flow changes from the laminar to the turbulent condition. The effect of the flow rate on the corrosion is dependent on

the quality of the water, particularly its oxygen content, the material and the design of the pipe system. The effect of the oxygen is based on the fact that when an object is wetted uniformly by water containing oxygen the diffusion of the oxygen to the metal surface determines the locally uniform dissolution rate<sup>3</sup>. The oxygen must diffuse through the diffusion layer, the thickness of which is determined by the flow rate. With static water it is over 1 mm thick. With an oxygen content of 10 mg/l this gives a linear corrosion rate of about 0.1 mm/a on an unalloyed steel. In sea water with flow rates of over 2 m/s the diffusion layer is less than 0.3 mm thick and the linear corrosion rate is over 5 mm/a for unalloyed steel. Fig. 4 shows the relationship between the flow rate and corrosion rate for an unalloyed steel. Deposits or corrosion products increase the diffusion layer and reduce the linear corrosion rate. However, they also lead to locally varying aeration and thus to the formation of pitting areas, in which a higher corrosion rate is present. High flow rates may carry away deposits or corrosion products and thus ensure uniform aeration and prevent local corrosion. Local differences in the flow rate may produce diffusion layers of varying thickness and thus aeration cells and corrosion areas<sup>4</sup>. In the case of metals which can be passivated, e.g. stainless steels, copper and its alloys or aluminium and its alloys, the oxygen causes passivation. There is a high risk of pitting on these materials in stagnant water or with a low flow rate. To prevent pitting, a minimum flow rate must be present for individual materials. With pure copper the flow rate must exceed 0.8 m/s. As the risk of deposition of sand or adherence of growths diminishes as the flow rate increases, a minimum flow rate of 1 m/s should be observed in all pipe systems.

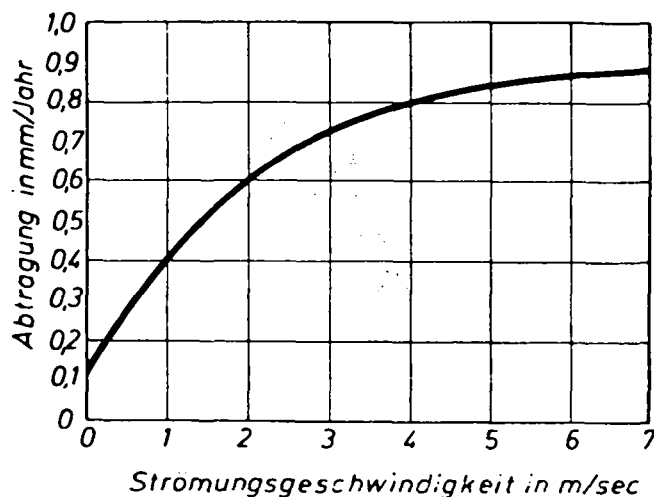


Fig. 4. Linear erosion rate of unalloyed steel as a function of the flow rate<sup>3</sup>

Erosion occurs above a critical flow rate, which is dependent on the material. Fig. 5 shows the dependence of the linear corrosion rate on the flow rate for material which can and cannot be passivated<sup>5</sup>. Fig. 6 shows the effect of the flow rate on the probability of erosion for some copper alloys. It can be seen that in contrast to the CuNi Fe materials there is already a high probability of erosion corrosion of copper at low flow rates. The values specified in these diagrams for the flow rates apply to straight pipes which are free of obstacles. The local water flow rate in the pipes may be greatly increased by local deposits or blockages. In bends, branches and cross-section reductions the flow rate and thus the risk of erosion corrosion increase (Figs. 7 and 8). Hence design flow rates 30 to 50% lower than the critical flow rates must be used in practice. In pipes with a nominal diameter of less than 40 mm the design flow rates should be reduced by 30%. The following Table 1<sup>6</sup> shows the maximum flow rate as a design basis for some pipe materials.

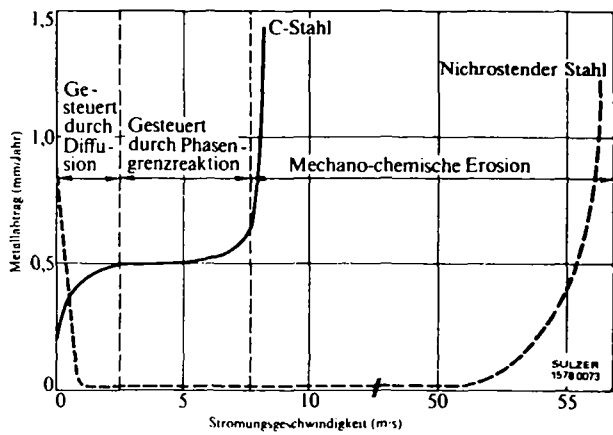


Fig. 5. Erosion rate of an unalloyed and of a stainless steel as a function of the flow rate

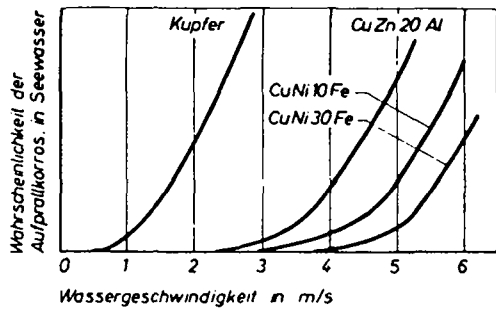


Fig. 6. Probability of erosion corrosion on various copper materials as a function of the flow rate

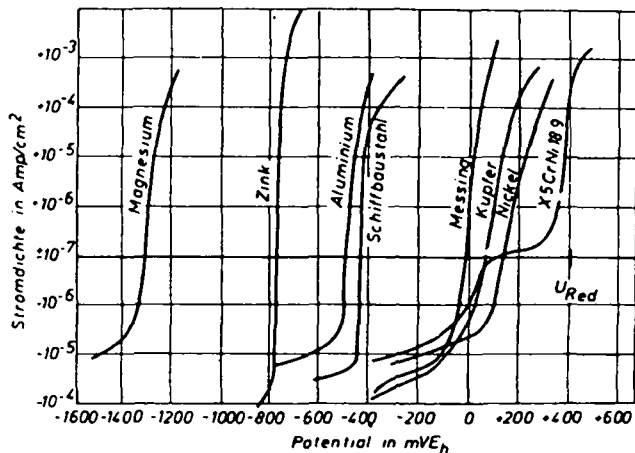


Fig. 7. Current density/potential curves of some materials in sea water at room temperature

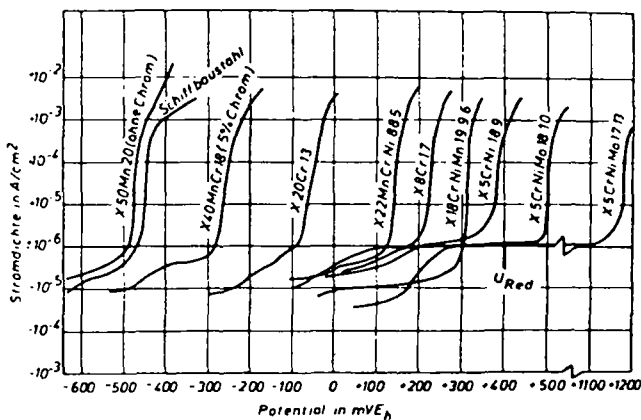


Fig. 8. Current density/potential curves of some steels in sea water at room temperature

Table 1. Flow rates in pipes

Material	Flow rate m/s	Material	Flow rate m/s
S-FCu	1 to 1.5	CuZn 28 Sn	1.0
CuAsP	1.0	CuZn 39 Sn	1.0
CuZn 20 Al	2.5 to 3.0	Cu Al5	2.0 to 2.5
G - Cu Sn 5 Zn Pb	6.0	Cu Sn 8	4.5 to 6.0
Cu Ni 10 Fe	2.5 to 3.5	titanium	tested up to 43 m/s without wear
Cu Ni 30 Fe	up to 6.0		
Ni 99	1 to 43	type CrNi 18 9	2 to 43 m/s
Ni Cu 30 Fe	2 to 43	type CrNi Mo 18 12	2 to 43 m/s
Cu Ni 5	1.8 to 2.5	galvanised pipe steel	1.5

The higher value applies to large pipe diameters and the lower value to smaller pipe diameters. Table 2<sup>7</sup> shows the dependence of the maximum flow rate on the pipe diameter for some pipe materials.

Table 2. Flow rate and pipe diameter

Material	25 mm m/s	Pipe diameter (nom.) 100 to 250 mm m/s	250 mm m/s
Cu	0.7	1.0	1.0
Cu Si 2 Mn	0.7	1.0	1.0
Cu Zn 15	1.0	1.3	1.3
Cu Zn 20 Al	2.0	2.7	3.3
Cu Ni 10 Fe	2.7	3.3	4.0
Cu Ni 30 Fe	3.3	4.0	5.0

It can be seen that pipes with a small diameter are far more susceptible to erosion corrosion than those with a large diameter.

When designing a pipe system it is very important to ensure uniform, unimpeded flow of the sea water. Bends should be avoided or streamlined bends with a large radius of curvature should be used. The radius of pipe bends should be greater than three times the outside diameter of the pipe. Saddle connections should be used for branches. Large differences in nominal diameters should be bridged by tapered connection pieces.

#### 4. Effect of growths

Growths may play a varying part in pipes for sea water. Some marine organisms, e.g. barnacles, may deposit on the pipe walls. They thus form aeration cells and may lead to damage similar to crevice corrosion. This affects in particular the stainless steels, insofar as they do not contain more than 4.5% Mo<sup>8</sup> or have a high chromium and nickel content, like the steels with 25% Cr, 25% Ni and 2% Mo or 28% Cr, 4% Ni and 2% Mo or 22% Cr, 5% Ni and 3% Mo<sup>8</sup>. The unalloyed steels – both bright and galvanised – are also susceptible to this damage. In addition, the pipe cross-section is reduced by the living organisms which have grown together and the flow rate in the pipe increases. Another possible effect of the growths is that separations or decomposition products of dead organisms form and promote the corrosion. For example, the ammonia liberated during decomposition of micro-organisms may lead to stress corrosion cracking of brasses containing more than 15% zinc, insofar as they are subject to tensile stresses. The presence of anaerobic sulphate bacteria in stagnant sea water leads to the formation of sulphide films, which cause greater corrosion. Copper and brass in particular are growth-repellent, whereas the special brasses, copper-nickel alloys containing iron<sup>9</sup>, aluminium, titanium<sup>10</sup> and galvanised steel are less resistant to growths. All other metals are greatly affected by growths.



## 5. Materials

The current density/potential curves of the various metals in sea water are one possibility of predicting whether a metal corrodes in sea water or not. Corrosion occurs if the breakdown potential of the metal is lower than the redox potential, which is  $E_H = 400$  mV for sea water. Fig. 7<sup>11</sup> shows the current density/potential curves of some materials. All the materials shown in this diagram are thus not resistant in sea water.

Fig. 8<sup>11</sup> shows the current density/potential curve of some steels. It can be seen that only a few of the steels listed here are resistant in sea water.

As the breakdown potential differs only slightly from the free corrosion potential (= equilibrium potential) for most materials in sea water, the free corrosion potential is a rough guide to the resistance to corrosion. However, many other factors such as the temperature of the medium, flow rate, proportion of sediments, surface condition of the material, presence of growths or deposits, design of the pipe system etc., must also be taken into account.

### 5.1 Unalloyed and low-alloy steels, cast steel and cast iron

Table 3 shows the free corrosion potential and corrosion rates of these materials.

**Table 3. Free corrosion potentials and corrosion rates**

Materials	Free corrosion potential $E_H$ in V at flow rates of		Erosion with large area corrosion mm/a	Penetration depth with pitting mm/a
	0.15 to 0.3 m/s	4.5 m/s		
Steels, unalloyed and low-alloy; cast steel	-0.43	-0.34	0.11	0.55 to 0.75
Cast iron, unalloyed and low-alloy (Ni + Cr = 2%), GG and GGG, without casting skin	-0.46	-0.315	0.17	0.30 to 1.00
Cast iron, unalloyed and low-alloy (Ni + Cr = 2%), GG and GGG, with casting skin	-0.46	-0.315	0.115	0.30 to 2.0

Because of the high linear erosion rate and the high risk of pitting these materials are used for pipes carrying sea water only if they are coated. Cement linings are mainly used as coatings<sup>12</sup>.

### 5.2 Galvanised steels

The potential of hot-galvanised steel is  $E_H = -720$  to  $-760$  mV and the linear erosion rate  $0.015$  mm/a. The latter increases very sharply as the flow rate increases and at  $2$  m/s, for example, reaches an erosion rate of  $0.25$  mm/a. The erosion is then trough-shaped. Heavy pitting occurs at temperatures above  $70^\circ\text{C}$ . However, galvanised steels are relatively insensitive to deposits and growths.

### 5.3 Stainless steels

The free corrosion potential of steels containing molybdenum is between  $E_H = +400$  and  $+500$  mV and that of steels not containing molybdenum between  $E_H =$

$+200$  and  $+400$  mV. Stainless steels do not exhibit large-area corrosion in sea water. The surface is protected by the passive layer. Passivation may be inhibited by turbulent flow in bends, at corners, by rough surfaces or by local deposits. As this steel group is not growth-repellent, growths may occur or solid matter deposit at low flow rates or in stagnant water and thus cause damage to these steels that are not resistant to pitting.

Resistance to pitting increases as the Cr and Mo content rises. As a rule of thumb the active total  $S = \% \text{Cr} + 3.3\% \text{Mo}$  must exceed a specific value for austenitic steels, so that no pitting occurs at a specific temperature. This value S is:

35 for resistance to pitting up to  $60^\circ\text{C}$   
 30 for resistance to pitting up to  $40^\circ\text{C}$   
 25 for resistance to pitting up to  $25^\circ\text{C}$

For example, the steels

X 2 Cr Ni Mo 18 16  
 X 5 Cr Ni Mo 17 13  
 X 8 Cr Ni Mo 27 5  
 X 3 Cr Ni Mo N 17 13 5

are resistant to pitting in sea water and thus also less sensitive to deposits and growths.

Stress corrosion cracking may occur on stainless steels in sea water above  $60^\circ\text{C}$ . By contrast, the following steels are resistant<sup>12, 13</sup>:

X 3 Cr Ni Mo N 17 13 5  
 X 2 Cr Ni Mo N 25 5  
 X 1 Cr Ni Mo Nb 28 4 2  
 X 2 Ni Cr Mo Cu 25 20 5

The flow rate through pipes made of stainless steels can be up to  $10$  m/s.

### 5.4 Copper and copper alloys

The copper alloys are the most widely used materials for pipes carrying sea water.

#### 5.4.1 Copper

Unalloyed copper is not suitable as a pipe material for sea water, because its resistance in moving water is relatively low. It is also very sensitive to deposits, and so it cannot be used in stagnant water or with flow rates below  $1$  m/s. The linear erosion rate is  $0.1$  mm/a. The pitting rate is between  $0.1$  and  $0.3$  mm/a.

#### 5.4.2 Cu Zn alloys (brasses)

Unfortunately these alloys have only a low resistance in sea water. They are susceptible to removal of zinc, stress corrosion cracking, pitting and erosion corrosion. The resistance to corrosion of these binary compounds is considerably improved by alloying additives. For example, arsenic, phosphorus and tin prevent removal of zinc, and aluminium and nickel reduce the general susceptibility to corrosion in sea water. These alloys are special brasses.

##### 5.4.2.1 Cu Zn 28 Sn (admiralty brass)

This alloy has a large-area corrosion rate of  $0.03$  mm/a and a pitting corrosion rate of  $0.15$  to  $0.3$  mm/a. It is resistant to removal of zinc. However, the flow rate should be less than  $1.4$  m/s<sup>14</sup>.

##### 5.4.2.2 Cu Zn 20 Al (aluminium brass)

This alloy is the most resistant type of brass. It can be exposed to flow rates up to  $3$  m/s without the occurrence of erosion corrosion. This alloy is characterised by rapid healing of damage to the protective layer.

#### 5.4.3 Cu Ni alloys

These Cu alloys have the best resistance to pitting, erosion and growths. The linear erosion rate is between  $0.008$  and  $0.035$  mm/a, the pitting corrosion rate between

0.03 and 0.20 mm/a with very high flow rates.

The alloys Cu Ni 5 Fe, Cu Ni 10 Fe and Cu Ni 30 Fe are available. The last two alloys are used most frequently as pipe materials. They are used at elevated temperatures and at high flow rates.

For example,

with Cu Ni 5 Fe a flow rate up to 2.5 m/s

Cu Ni 10 Fe a flow rate up to 3.5 m/s

Cu Ni 30 Fe a flow rate up to 6 m/s

is possible.

## 5.5 Al Alloys

All Al Alloys containing copper are unsuitable for use in sea water. Al Mg 3, Al Mg 4, 5 Mn and Al Mg Si 1 in particular have proved to be resistant in sea water. They are rarely used as pipe materials in sea water, because pitting occurs under deposits and growths. They are endangered at flow rates of less than 0.75 m/s<sup>1/2</sup>.

## 5.6 Titanium

This material exhibits hardly any large-area and pitting corrosion in sea water, even at high temperatures. Flow rates up to 43 m/s<sup>1/2</sup> have no effect. Corrosion does not occur even under growths or deposits. This material is not yet used in pipes carrying sea water because of its high cost.

## Summary

The occurrence of corrosion in a pipe system for sea water depends on

- (a) the material,
- (b) the amount of air, solids and other impurities in the water,
- (c) the flow rate of the medium,
- (d) the growths,
- (e) the design of the pipe system,
- (f) the finish of the pipeline.

The materials used for pipes must be resistant to erosion corrosion, at least at flow rates up to 2 m/s; they should be resistant to deposits and growths, easy to machine, above all weldable, and not too expensive. If these criteria are to be satisfied, only the following materials come into consideration for pipes carrying sea water:

1. Stainless steels resistant to pitting corrosion,
2. Cu Zn 20 Al (aluminium brass),
3. Cu Ni 10 Fe,
4. Cu Ni 30 Fe.

## Bibliography

1. Herbsleb, G., Schwenk, W., *Werkstoffe und Korrosion*, 18 (1967), p.521.
2. Eichhorn, E., *Werkstoffe und Korrosion*, 7 (1970) pp.535-553.
3. Schwenk, W., *Stahl und Eisen*, 92 (1972) No.21, pp.1021-1026.
4. Copson, H.R., *Corrosion*, Vol. 16 (1968), No.2, pp.86-92.
5. Pini, G., Weber, J., *Tech. Rundschau Sulzer*, 2 (1979) pp.69-80.
6. Eberius, E., *Handbuch der Werften (Shipyard Handbook)*, Vol.15, Oct. 1978, p.207.
7. LaQue, F.L., *Marine Corrosion*, J. Wiley & Sons, New York, 1975, p.258.
8. Drodten, P., Lennartz, G. Schwenk, W., *Schiff und Hafen*, 7 (1978), pp.643-648.
9. Wallbaum, H.J., *Schiff und Hafen*, 4 (1978), pp.274-277.
10. Eberius, E., *Handbuch der Werften (Shipyard Handbook)*, Vol.15, Oct. 1978, p.274.
11. Bäuml, A., *Schiff und Hafen*, 9 (1967), pp.635-639.
12. Hirschfeld, D., *Technische Mitt. Krupp-Werkberichte*, Vol.37 (1979), No.2, pp.55-66.
13. Brandis, H., Kiesheyer, H., Lennartz, G., *TEW - Tech. Berichte* 2 (1976), pp.14-18.
14. Goetzee, J.J., Kievits, F.J., *TNO - Report*, No.122 M, Dec. 1968.
15. Todd, B., *Schiff und Hafen*, 22 (1968), pp.552-555.

Fig.

# Determination of domestic water corrosive activity

by Prof. I. V. Strizhevsky and Dr. B. L. Reizin

Academy of municipal economy after K. D. Pamfilov, Moscow

The corrosion of metal pipes in water is a complicated multi-stage process defined by a great number of interconnected factors, i.e. water chemical composition and temperature, operating conditions of water-supply systems, geometric peculiarities of various areas.

Water chemical composition and temperature determine its absolute corrosivity or corrosive activity.

In a number of techniques to ascertain the corrosive characteristics of water, its aggressivity is determined in relation to calcium carbonate (Langelier index, Riznar stability index and others).

But these methods fail to consider many factors which influence the protective qualities of a carbonate deposit, which is why the use of some methods for determination of water aggressivity sometimes prevent us from ascertaining properly water corrosive characteristics.

A number of direct and indirect methods are used for the determination of water corrosive activity. However it is difficult to obtain quantitative data by indirect methods (diagrammatic and others). For this purpose it is much better to use direct methods, which help us to determine water corrosive activity by the amount of corroded metal.

Direct methods, with a motionless test piece in still water, cannot really be used to determine water corrosive activity, for in steady-state conditions the chemical composition of water does not influence steel corrosion that much. The properties of the deposits which are formed under such conditions are very different from those when the water moves relative to the metal.

Direct methods, in which rotating test pieces are used, are the most appropriate for the determination of water corrosive activity. In such cases one should evaluate properly the form of the corrosion test piece, the frequency of its rotation and the method of determining the amount of corroded metal.

Test piece rotation in the examined water ensures the transport of oxygen and other corrosion stimulants (for example, sulphates, chlorides) to the metal's surface. On the other hand it facilitates the transfer to this surface of inhibiting water components contained in the source water or introduced during water treatment. The use of rotating test pieces makes it possible to imitate an accelerated transfer of water components to the inner surface of water pipes and, under certain conditions, to model pipe corrosion in the turbulent flow. Under such conditions the action of the chemical composition of water on metal corrosion can be seen clearly and the duration of the test to determine the water corrosive activity is reduced.

It is desirable to determine water corrosive activity under conditions similar to the corrosion of a water-filled pipe-line surface under continuous hydrodynamic operating conditions. As water corrosive activity is determined only by its physico-chemical characteristics, the action of differential aeration couples must be reduced and the rotating test piece must be subjected to a comparatively uniform corrosion. Otherwise a distorted value of water corrosive activity will be obtained.

Test pieces in the form of a disc were used frequently to study steel corrosion in turbulent flow in aggressive fluids. But with the use of such test pieces for a study of carbon steel corrosion in domestic water, some difficulties

arise with respect to poor solubility of corrosion products. In this case, to accumulate corrosion products in a quantity sufficient for their determination, one should increase the test duration or disc diameter. The use of rotating discs of large diameters impedes continuous oxygen transport to the surface of the corroding metal, for the outlying part of the disc rotates in a turbulent regime whilst the central part is in laminar conditions. As a result of this the surface of the disc is not equi-accessible and differential aeration couples are formed on it, which was proved empirically. In addition, the change of velocity of the tangential flow along the disc radius leads to a non-uniform distribution of non-soluble corrosion products. The fluid flow when moving may take away corrosion products in solution from the disc surface where the centrifugal forces are a maximum.

The above-mentioned difficulties may be eliminated by using a rotating cylindrical test piece. Under certain conditions such a test piece in rotation makes it possible to model the internal corrosion of water pipes and may be used for the determination of water corrosive activity.

In practice, the rotating cylindrical test piece represents a cylindrical electrode with radius  $r_c$  rotating inside a cylindrical vessel with fixed walls with a radius  $R$ . Let us consider the case when the cylindrical vessel radius greatly exceeds that of the test piece.

The rotation of the cylindrical test piece in the vessel with large radius leads to a steady-state condition of fluid motion after the lapse of a time interval ( $\tau \sim \tau_0 / \dots$ ) from the beginning of rotation. The layers of fluid adjacent to the inner cylinder begin to rotate together with it and the bigger the distance from the inner cylinder the slower is the rotation, and next to the wall of the stationary cylinder the fluid motion damps out. Thus, there appear two boundary layers next to each of the walls in the gap between the cylinders. The bigger the gap the smaller are the effects of fluid rotation and the fluid motion at the second cylinder is hardly visible.

When the rotation of the internal cylinder is not very extensive we have laminar flow in the gap and the substance transfer does not depend upon rotation, being determined only by the rate of molecular diffusion from the vessel wall to the test piece. With slow rotation, natural convection greatly affects the general picture of substance transfer. Natural convection leads to the formation of macroscopic vertical flows. The local speed of mass transfer under natural convection changes along the generatrix of the cylinder. As a result of this the side surface of the cylinder is not equi-accessible from a diffusion point of view and is subject to non-uniform corrosion.

As the rotation frequency of the inner cylindrical test piece increases the flow in the gap becomes unsteady. At the same time, starting from a particular Reynold's number, there appear periodically alternating vortices (Taylor's vortices) with right and left rotation and axes parallel to the direction of the peripheral speed of the rotating cylinder. The formation of Taylor's vortices and their further growth does not mean that the motion has become turbulent; as before it remains laminar. But the formation of Taylor's macro-vortices increases mass

transfer in the radial direction, for together with a tangential speed component there is a speed component directed from one cylinder to the other which provides an additional fluid transfer in the radial direction. However, even in this case the side surface of the cylindrical electrode is not equi-accessible from a diffusion point of view because of the cellular flow conditions and it corrodes non-uniformly.

The size of the macro-vortices formed at first can be compared with the radius of the cylindrical test piece, but it depends greatly upon rotation frequency. Further increase of cylinder rotation frequency makes the flow turbulent. Under turbulent flow conditions the vortices remain, but they lose their form and become asymmetrical in relation to the rotation axis.

Theoretical and empirical findings show that in the case of large gaps during the rotation of the inner cylindrical test piece, a developed turbulent regime occurs at Reynold's numbers above 3000. In a developed turbulent regime the cylinder surface is equi-accessible from a diffusion point of view and corrodes comparatively uniformly. Such an electrode is hydrodynamically similar to the inner pipe surface with turbulent water flow conditions.

The use of a rotating cylinder as a corrosion test piece in tap water eliminates many faults pertaining to discs.

When a cylindrical test piece is used the electric field is distributed more uniformly on its surface. The oxygen transfer rate is the same all over the test piece as a result of the cylinder being equi-accessible for diffusion. A change in oxygen transfer may occur only in edge zones. But the influence of these zones in comparatively long cylinders is not great. That is why the effect of differential aeration couples for a cylinder rotating in a developed turbulent regime is much lower than for a test piece in the shape of a disc. The advantage of a cylindrical test piece is that tangential stresses along its surface remain the same. It ensures a more uniform removal of corrosion products and a more uniform deposition of corrosion products on the test piece.

When using a cylindrical test piece one must take into account the influence of the vessel's wall and bottom as well as cylinder butt ends on the flow picture. The above-mentioned factors may lead to the formation of microscopic flows, which in most cases are directed along the cylinder axis. In practice one should try to eliminate these factors. In cylindrical vessels, the diameter of which are of an order of or greater than that of the test piece, the influence of the walls on the flow picture is insignificant. One may not take into account the action of the vessel's base if the range from it to the lower end of the cylindrical test piece is not less than  $3r_c$ .

Keeping in mind all these things the authors used a rotating cylindrical test piece to determine water corrosive activity and to study factors affecting the internal corrosion of water pipes.

Cylindrical test pieces were made of the carbon steel used for water pipe manufacture. They were 10 mm in diameter and 35 mm long. Cylindrical test pieces of this size can be used many times. The test piece rotation frequency was about 1500 r.p.m. which produced a developed turbulent flow regime (Reynold's number more than 5000) for a test piece of this diameter.

On the strength of many tests with waters of various chemical composition and the comparison of their results with the data from an examination of municipal water conduits, a classification of domestic water corrosive activity in relation to carbon steel was made.

Test pieces from carbon steel of permanent composition and structure should be used for the determination of water corrosive activity. The usefulness of such pieces was determined by tests in two standardized test solutions.

Water corrosive activity was determined by a photo-

colorimetric analysis of the total amount of steel corrosion products.

It takes about 3 hours to determine water corrosive activity by this method with a test piece operational surface of  $10 \text{ cm}^2$ .

Tests were made in a vessel of 100-120 mm in diameter and 120 mm high. Half a litre of water is required for the test.

If the determination of water corrosive activity takes place at temperatures of  $15-20^\circ\text{C}$ , thermo-regulation of the vessel is not required. In other cases the vessel containing the water is placed in a thermostatically controlled environment where the necessary temperature is maintained.

At one side of the test piece there is a threaded shank which is screwed into a copper body connected with the motor shaft. The copper body makes it possible to change the stationary (compromise) potential and its cathodic and anodic polarization.

To obtain reliable data on water corrosive activity it is necessary to prepare the test piece surface properly before the test. Mechanical preparation involves the smoothing of the test piece by emery paper. To secure a uniform cleanness of the surface the smoothing is carried out on a lathe or in a horizontally fixed electric drill. Procession cleanness of the test piece prepared for a test must not be less than 10. For this purpose, at the end of the procession it is polished by very fine polishing paper. The lower butt end of the test piece is sealed with epoxy resin.

To eliminate crevice corrosion in the threaded connection "test piece shank—copper body" the test piece is oxidized in a boiling solution consisting of:

sodium hydroxide —	300 g
sodium nitrate —	40 g
distilled water —	390 g

After oxidization the side surface of the test piece is smoothed by emery paper again.

After a 3-hour test one can determine the amount of corroded metal. Corrosion products are present on the surface of the coupon and in the water (both dissolved and insoluble). The higher the water corrosive activity the more undissolved corrosion products are in the water.

The putting into of the corrosion products on the test piece is done using muriatic acid inhibited by thionrea. Corrosion products dissolved in the inhibited solution must, without losses, reach the vessel with the examined water.

Undissolved corrosion products which get into water during the test are filtered off. A funnel with the filter with corrosion products on it is placed in a flask with a filter. Corrosion products on the filter are dissolved by muriatic acid. In this way the total amount of the corroded metal is transferred into solution. Then a filtrate analysis for iron content is made.

Below is some of the data obtained by means of a rotating cylindrical electrode. The action of chlorine and sulphate ions on steel corrosion in water capable of calcium carbonate deposition (carbonation index is about 0,7) was studied. It turned out that these ions intensify differently the process of corrosion. With higher concentrations of sulphate ions a sharp increase of corrosive activity occurs with  $\text{SO}_4^{2-}$  more than 100 mg/l, whilst for chlorine ions a similar effect takes place with the concentration more than 300 mg/l, i.e. close to the top limit of concentration permissible in drinking water. From cathodic and anodic potentiodynamic curves obtained for the rotating cylindrical electrode, it follows that sulphate ions in a greater degree than chlorine ions lead to an increase in limiting diffusion current and iron dissolving anodic current. Similar data was obtained from a water with negative carbonation index. Hence, in domestic water, sulphate ions are more efficient corrosion

stimulants in relation to carbon steel than chlorides.

By means of a rotating cylindrical electrode the authors studied water corrosive activity in the town of Novgorod, where water conduits were badly affected by internal corrosion. From the data on raw water chemical composition in the Volkhov river and after water treatment it follows that the calcium content is not high (18-36 mg/l) and it changes slightly in the course of purification; the pH value of the purified water, in spite of alkalization, is much less than in the river because of the use of coagulants (aluminium sulphate); in the process of water treatment alkalinity is sharply reduced (from 1,3 to 0,58 mg/l). The calculation of the Langelier index showed that its value is negative all year long, and in spite of sodium carbonate addition the value of  $\mathcal{J}$  for the purified water is more negative than in the river. The content of sulphate ions is high and becomes higher in the course of treatment (for example, in one month from 110 to 162 mg/l). The determination of initial water corrosive activity carried out by means of a rotating cylindrical electrode showed that it is high and becomes much higher in the course of treatment at a water supply station. The possible reasons for this may be any one of a number of factors amongst which are worth noting pH value, slight alkalinity and calcium content which make the carbonation index negative and sulphate ion concentration high. Special tests were made to find out the basic reason for high water corrosive activity. By means of lime (in one of the test series) and sodium carbonate (in the next test series) the carbonation index was raised to a positive value (sulphate ions concentration was 120 mg/l). A large quantity of reagents was required because of the negative value of the carbonation index and the need to raise it to a positive

value. As a result of this the water corrosive activity was reduced only by 30% and remained high. In the next series of tests sulphate ions were precipitated from domestic water by means of barium salt. As a result of this, water corrosive activity was reduced by a factor of three. From the data obtained it follows that the main reason for high water corrosive activity is a substantial concentration of sulphate ions, and water treatment by alkaline reagents in order to raise the carbonation index to a positive value is not efficient. For this reason the authors made a study of the usefulness of other inhibitors for anti-corrosive water treatment. Phosphate inhibitors proved to be effective. It was shown that an addition of 3-4 mg/l of sodium hexametaphosphate and zinc salt reduces water corrosive activity to small values, which can be maintained by reducing twice the above-mentioned concentrations. With this it was established that the reagents only slightly affect the metal anodic polarization while cathodic polarization increases sharply.

Thus, by means of a rotating cylindrical electrode one may quickly and accurately determine water corrosive activity, check its variations during the year and in the course of treatment at a water supply station; determine the reasons for high water corrosive activity and choose the type and dose of inhibitors for anti-corrosion treatment; keep control of anti-corrosion treatment by making water tests in different parts of the station and determining their corrosive activity; obtain information about the action of water components on corrosion as well as about the properties of deposits; investigate electrochemical metal characteristics in conditions that model the operation of water supply systems.

## Résumé

La corrosivité de l'eau est fonction de ses caractères physico-chimiques. L'utilisation des méthodes d'étude de l'agressivité de l'eau au  $\text{CaCO}_3$  en vue de définir la corrosivité de l'eau pour le métal donne en certains cas des indications incorrectes au sujet de la corrosion des conduites d'eau. On obtient des données plus fiables par les méthodes directes de détermination de la corrosivité de l'eau tenant compte de la quantité de métal enlevée par la corrosion. Il est utile en ce cas de se servir d'échantillons rotatifs fabriqués avec les matériaux des conduites d'eau étudiées.

La configuration de l'échantillon mis en rotation des conditions spécifiques doit assurer sa similitude hydrodynamique avec la paroi de la conduite parcourue par un flux d'eau turbulent. Un échantillon cylindrique est le mieux adapté à la détermination de la corrosivité de l'eau domestique. L'échantillon doit acquérir une vitesse de rotation suffisante pour réduire l'éventualité d'apparition des couples d'aération différentielle qui diminuent la précision de la détermination de la corrosivité de l'eau. Lors de la rotation de l'échantillon cylindrique en régime turbulent développé, sa surface latérale devient accessible d'une façon régulière à la diffusion. Il en résulte des conditions d'aération uniforme qui réduisent l'influence

des couples d'aération différentielle. Comme les tangentes de tension le long de la surface de l'échantillon sont égales, l'entraînement des produits de corrosion est régulier, ce qui réduit à son tour l'influence des éléments locaux.

Pour la détermination de la corrosivité de l'eau, nous avons utilisé des échantillons cylindriques de 10 mm de diamètre ayant une vitesse de rotation de 1500 tours/minute, ce qui correspondait au régime turbulent développé.

Nous avons déterminé la corrosivité de l'eau d'après les résultats de l'analyse photocolométrique donnant la quantité totale du métal attaqué par la corrosion. La durée de l'analyse photocolométrique des produits de corrosion de l'acier au carbone est de trois heures pour pratiquement toutes les eaux domestiques.

Grâce à une électrode cylindrique rotative, on peut déterminer la corrosivité de l'eau, contrôler ses variations au cours des saisons et pendant le traitement dans les stations de traitement, choisir le type et le dosage des inhibiteurs; on peut évaluer l'efficacité du traitement anti-corrosif de l'eau ainsi qu'étudier l'influence des différents composants de l'eau sur la corrosion interne des conduites d'eau.

## Proposal of the European Communities for a directive relating to the quality of water for human consumption, actual metal levels in drinking water and some possibilities for reduction by central water conditioning by waterworks

by C. H. J. Elzenga and Dr. A. Graveland

KIWA and Gemeentewaterleidingen Amsterdam, Netherlands

### 1 Introduction

Based on the Treaty establishing the European Economic Community, a programme of action of the European Communities on the Environment was accepted in November 1973. This programme provided for the setting of standards for the quality of water for human consumption. The latest proposal of the Council of the European Communities (doc 4120/79) includes standards to be applied to toxic chemical substances, to bacteria which present health hazards and to physical, chemical and biological parameters. Some of these are strongly related to corrosion processes and the inter-action between pipe material and drinking water determines the acceptability of the quality of the drinking water to a great extent. One characteristic of the EEC proposals is that they include water quality in the distribution network and, when accepted, they must be incorporated in the national legislation of EEC countries. The proposals deal with 61 parameters, many of them not yet incorporated in present legislation.

For some standards the MAC values have been lowered considerably or are introduced for the first time. This situation has resulted in a leak of information on the present situation concerning the quality of drinking water as far as the tap of the consumer, so that questions have arisen concerning to what extent the present situation meets the new standards proposed by the EEC. This paper sets out recent work, carried out mainly in the Netherlands, relating to lead pipe used for drinking water supply. Lead levels in drinking water are strongly related to corrosion processes taking place during transport and they may surpass the maximum acceptable levels proposed by the EEC.

In general the work can be divided into a field survey directed to establish the present situation, an investigation of deposits in lead pipes, reaction kinetics and thermodynamic studies directed to reaction mechanisms in relation to the quality of water and possibilities for the reduction of lead levels by central water treatment by the water works.

### 2 Lead

#### 2.1 Legislation

The present Dutch legislation restricts lead levels in drinking water to 0,1 mg per litre (Waterleidingwet). The "Aanbevelingen van de VEWIN" points out that this level will generally be surpassed after long periods of standstill of water in lead pipe and restricts the lead level after 16 hours of standstill in lead pipes to 0,3 mg per litre. The proposal of the EEC for lead restricts lead levels under flowing conditions to a MAC value of 0,05 mg per litre and 0,10 mg per litre after periods of stagnation. From earlier work published in 1950 of the Loden

Buizen Commissie of KIWA it is known that the MAC value of 0,1 mg per litre will not in general be met after long periods of standstill of drinking water in lead pipe for either surface derived groundwater derived waters (ref. 1).

Indications were obtained that lead levels after 16 hours of standstill proved to be pH dependent in such a way that a higher pH could be correlated with a lower lead level (Fig. 1).

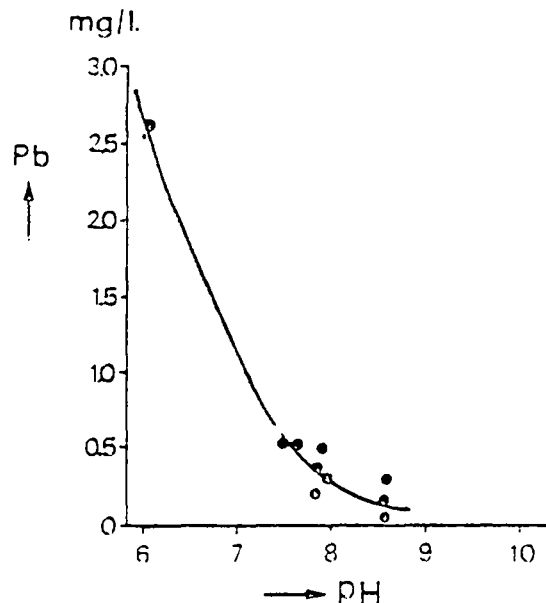


Fig. 1. Soluble lead after 16 hours of standstill in relation to the pH of drinking water based on 13 types of water.

KIWA estimated in 1976 that a strict interpretation of the 0,1 mg per litre MAC value as proposed by the EEC might have a major economic impact as 1,2 million distribution pipes made from lead and 1,5 million house installations with lead pipe were estimated to be present in The Netherlands. An estimate of the cost of complete replacement was fl 0,6.10<sup>9</sup> for the lead distribution pipe owned by the waterworks and fl 1,5.10<sup>9</sup> for the lead pipe in house installations. Based on a proposal by KIWA, the VEWIN ordered KIWA in 1977 to investigate the actual situation in The Netherlands concerning the impact of lead pipes on lead levels in drinking water. This investigation was carried out in cooperation with the National Institute for Water Supply.

#### 2.2 Quality criteria for lead pipes used for drinking water supply

The first Dutch standard for lead pipes dates from February 1928 and the latest from February 1955. For reasons of shortage of materials, from December 1940 a

draft standard was introduced covering thin walled lead pipe of lower quality. From the literature published in those days experience with this type of lead pipe was very bad resulting in a short life and very high lead levels in drinking water. This draft standard never became definitive. In September 1944 a new standard was introduced covering lead pipe of lower quality than pre-1940 but with higher quality than prescribed in 1940.

This lower quality was only accepted in periods of shortage of material. After the Second World War the original quality was restored.

The next table gives a survey of quality standards for lead pipe for the transport of drinking water and the material composition required.

**Table 1. Quality standards for lead pipe in The Netherlands.**

Standard	Composition of pipe material % weight			Composition of internal tin lining % weight	
	Pb	Sn	Sb	Sn	
N211, Febr. 1928	≥99,75			without lining	
V1311, Dec. 1940*	≥99,75			≥98,5 (0,4-0,6 mm)	
N1254, Sept. 1944	≥95		≥1	without lining	
	≥99**	≤**		without lining	
	≥99,75			without lining	
N1254, Febr. 1955	≥99,75			≥98,5 (0,4-0,6 mm)	
	≥99	≤1		without lining	
	≥99	≤1		≥98,5 (0,4-0,6 mm)	

\* Thin walled lead pipe.

\*\* Acceptance restricted to periods of material shortage.

Due to the short lifetime of lead pipe to V311 and the relatively short period of material shortage after September 1944, it can be concluded that two main types of lead pipe will be met in practice i.e. lead pipe with or without tin lining. The composition of the pipe material will be mainly ≥99,75% from 1928 until 1940 and ≥99% after 1944 for lead and ≥98,5% for tin. The tin lining, where present, will be 0,4-0,6 mm thick dependent on the diameter of the pipe. According to N211 lead pipe with internal tin lining could be manufactured with or without an internal coating of varnish. However, it is likely that this coating would have a very restricted lifetime, so that it would not be a factor of interest in relation to the selection of locations for sampling.

## 2.3 Internal condition of lead pipe

In co-operation between KIWA and the N.V. Waterleidingmaatschappij Gelderland, 46 samples of lead service pipe which had been 30-80 years in service, were collected for metallurgical investigations.

Six different groundwater supply areas were selected. An outline analysis of the drinking water supplied during the last 20 years is given in table 2.

**Table 2. Outline analysis related to 4 quality parameters (period 1960-1980).**

location	pH		chloride (mg/l)		sulphate (mg/l)		temporary hardness (mmol/l)	
	min.	max.	min.	max.	min.	max.	min.	max.
020 Wapenveld/Hattem	6,2	9,4	8	12	3	10	0,16	0,61
Zaltbommel	7,1	7,7	5	16	7	15	1,69	2,48
Nunspeet	7,1	7,9	5	15	1	10	0,45	2,75
Tiel*	7,2	7,9	23	112	29	73	1,44	1,76
Elst	7,6	8,3	6	37	2	10	0,88	0,99
Nijkerk	7,1	7,8	7	10	1	6	1,10	1,28

\* 1979-1980

The water quality during the lifetime of the lead pipe did not prove to be constant due to shifts to other

water catchment areas and/or changes to deeper ground-water layers. In some cases changes in the water purification system or irregularities in de-acidification installations had also taken place. Based on the original water composition before 1940, indications have been obtained that in supply areas with types of water low in temporary hardness and low in pH generally, lead pipe with internal tin lining has been used. Official regulations for the selection of types of lead pipe could not be found for the period before 1940. For the time being it must be concluded that bad corrosion and medical experience in the period 1900-1940 concerning cases of lead poisoning might have locally stimulated the use of lead pipe with internal tin lining. In practice, both types of lead pipe are met in The Netherlands. Pipe samples from the locations in Table 2 have been collected and investigated for internal corrosion and the nature of the passivating layers produced by the corrosion processes. X-ray diffraction analysis has been used for the detection of the structure and composition of crystallized reaction products. These data are essential for setting up chemical equilibrium and solubility calculations for predicting lead equilibria in different types of water. Table 3 summarizes the results.

**Table 3. Lead pipe from drinking water supply areas after 30-80 years in use.**

Location	Number of samples with/without tin lining	X-ray diffraction analysis of deposits	Max. corrosion (mm) lead tin lining
Wapenveld/Hattem	4	with tin lining: SnO; SnO <sub>2</sub> ; PbCO <sub>3</sub> ; 2PbCO <sub>3</sub> .Pb(OH) <sub>2</sub>	1,9 local perforations
Zaltbommel	3	PbO; PbCO <sub>3</sub> ; 2PbCO <sub>3</sub> .Pb(OH) <sub>2</sub>	0,4
Nunspeet	1	no data available	*
Tiel	20	4 with tin lining: SnO; SnO <sub>2</sub> ; PbCO <sub>3</sub> ; 2PbCO <sub>3</sub> .Pb(OH) <sub>2</sub> ; 3PbCO <sub>3</sub> .Pb(OH) <sub>2</sub> ; PbO without tin lining: PbO; PbCO <sub>3</sub> ; 2PbCO <sub>3</sub> .Pb(OH) <sub>2</sub> ; 3PbCO <sub>3</sub> .Pb(OH) <sub>2</sub> ;	2,4 local large perforations
Elst	8	PbCO <sub>3</sub> ; 2PbCO <sub>3</sub> .Pb(OH) <sub>2</sub> ; PbO; SiO <sub>2</sub>	* local large perforations
Nijkerk	3	PbO; PbCO <sub>3</sub> ; 2PbCO <sub>3</sub> .Pb(OH) <sub>2</sub> ; 3PbCO <sub>3</sub> .Pb(OH) <sub>2</sub>	2 local large perforations

\* within tolerances for original wall thickness

2PbCO<sub>3</sub>.Pb(OH)<sub>2</sub> = hydrocerussite

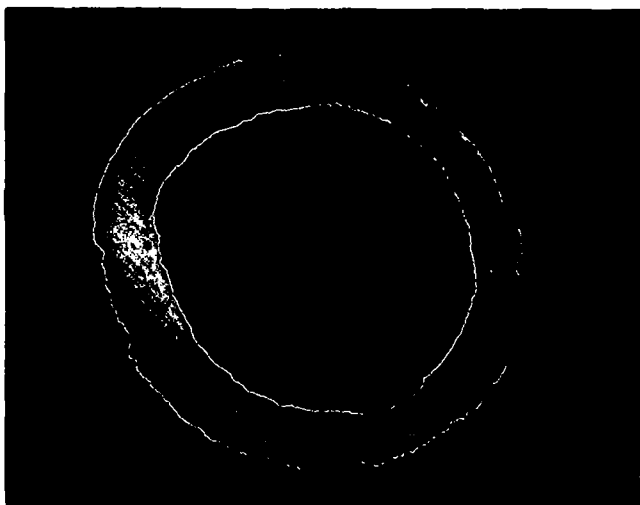
The internal tin lining has proved to be still present but most of the time shows defects due to corrosion as shown in the next figure.

Deposits on the tin lining generally consist of tin oxide (SnO) and tin dioxide (SnO<sub>2</sub>). In case of defects, lead compounds such as 2PbCO<sub>3</sub>.Pb(OH)<sub>2</sub>; PbO, PbCO<sub>3</sub> and 3PbCO<sub>3</sub>.Pb(OH)<sub>2</sub> are found. The consequence is that in supply areas with lead pipe with an internal tin lining, where it is in good condition the lead levels in drinking water may still be low independent of the quality of the water supplied.

For setting up chemical equilibrium models to calculate lead in equilibrium with solids the next stable solids prove to be of importance: 2PbCO<sub>3</sub>.Pb(OH)<sub>2</sub> (hydrocerussite); 3PbCO<sub>3</sub>.Pb(OH)<sub>2</sub>; PbCO<sub>3</sub> and PbO.

The data in Table 2 indicate also that internal corrosion of lead pipe is generally low even after a long period of use. A quick natural deterioration of lead pipe due to corrosion may not be expected in normally treated drinking waters.

Figure 2. Cross section of a lead drinking water pipe with tin lining from Tiel after 60 years in use.



## 2.4 Lead levels in drinking water from lead pipe

### 2.4.1 Data obtained from test installations

In cooperation with the N. V. Waterleiding Maatschappij Overijssel and the Gemeentewaterleidingen Amsterdam, test installations with lead, copper and galvanized steel pipes were run to study the impact of water quality on metal leaching and corrosion.

Table 4. Chemical composition of drinking water in test installations

Water	pH (mean)	Alkalinity eq/l $\times 10^{-3}$	Ca <sup>2+</sup> mol/l $\times 10^{-3}$	Mg <sup>2+</sup> mol/l $\times 10^{-4}$	Na <sup>+</sup> mol/l $\times 10^{-3}$	K <sup>+</sup> mol/l $\times 10^{-4}$	NO <sub>3</sub> <sup>-</sup> mol/l $\times 10^{-4}$	SO <sub>4</sub> <sup>2-</sup> mol/l $\times 10^{-3}$	Cl <sup>-</sup> mol/l $\times 10^{-3}$	PO <sub>4</sub> <sup>3-</sup> mol/l $\times 10^{-6}$
Archemerberg	8,2	0,731	0,374	0,494	0,261	0,205	0,403	0,074	0,282	0,526
Goor	7,6	5,13	3,24	4,16	1,00	1,05	0,161	1,18	1,33	0,211
Havelterberg	7,9	1,00	0,574	0,782	0,478	0,281	0,323	0,135	0,564	1,26
Hoge Heksel	7,3	2,15	1,27	2,18	0,522	0,435	0,161	0,385	0,846	1,16
Nijverdal	8,0	1,07	0,549	0,658	0,261	0,179	0,242	0,115	0,282	0,211
Holten	8,5	1,72	0,823	3,95	0,609	0,537	1,13	0,323	0,790	0,106
Manderveen	7,6	1,20	0,624	0,782	0,348	0,512	0,806	0,146	0,423	1,06
Leiduin (1)	7,9	3,13	2,47	4,44	4,00	1,69	1,42	0,802	4,63	1,06
Leiduin (2)	8,7	1,86	0,649	4,07	5,18	1,46	0,984	0,739	4,12	0,842

Table 4 summarizes the water compositions concerned.

The seven installations of the Waterleiding Maatschappij Overijssel consist of 10 m of new lead pipe internal diameter 19 mm without tin lining, 10 m of new soft copper pipe (Cu-DHP) with internal diameter of 19,8 mm and 10m of new galvanized steel pipe with internal diameter of 20 mm. Drinking water flows continuously through each individual pipe at 0,1 m per second. Sampling takes place after 24 hrs of standstill. The installations of the Gemeentewaterleidingen Amsterdam differ in construction. Old and new lead and copper pipe including fittings are tested for metal leaching and corrosion in two types of dune infiltrated water from the river Rhine. The purpose of the latter investigations is to determine the possibilities of central water treatment by increasing the pH of the water to minimize lead and copper concentrations in water. The other purpose is to determine the solid phases in lead pipe to set up thermodynamic equilibrium models to predict lead concentrations in equilibrium with solids inside the pipe. The latter test panels are sampled automatically every 2 weeks after 16 hours of stagnation of the water. The water runs for 8 hours and stagnates for 16 hours during each 24 hours. The flow velocity is low, 0,1 m per second. Pipe samples have been collected for X-ray analysis of solids inside the tube after 2¼ years of

exploration. The equilibria data are obtained from water samples after stagnation during the last half year of exploitation.

The following data for lead, copper and zinc in equilibrium with solids inside lead, copper and galvanized steel pipes have been obtained.

Table 5. Total lead, copper and zinc at equilibrium\*

606 Test installation	Metal concentration at equilibrium			pH (mean)
	lead	μg/l (mean) copper	zinc	
Archemerberg	71	227	702	8,2
Goor	259	4782	3580	7,6
Havelterberg	170	241	1805	7,9
Hoge Heksel	256	2591	5130	7,3
Nijverdal	70	621	1879	8,0
Holten	50	212	1324	8,5
Manderveen	144	503	3250	7,6
Leiduin (1)	129	750	—	7,9
Leiduin (2)	90	250	—	8,7

\* After 16 hours of standstill for Leiduin 1 and 2 and after 24 hours of standstill for the other installations.

However the negative correlation between pH and metal concentration at equilibrium is clear for lead and copper in the dune in filtered water from the Rhine. The question arises whether this negative correlation can also be estimated for the seven types of groundwater.

Therefore multiple regression analyses have been carried out (Control Data, SPSS statistical package) for lead, copper and zinc in equilibrium (Y<sub>1</sub>). The pH (X<sub>1</sub>), oxygen concentrations in mg/l (X<sub>2</sub>) and total inorganic

carbon (X<sub>3</sub>) in mmol C/l were linked to Y<sub>1</sub> by the regression model (where A<sub>1</sub>, B<sub>1</sub>, B<sub>2</sub> and B<sub>3</sub> are constants).

$$Y_1 = B_1 X_1 + B_2 X_2 + B_3 X_3 + A$$

The following data were obtained

$$\text{Pb } (\mu\text{g/l}) = -99 X_1 + 20 X_3 + 882$$

$$\text{Cu } (\mu\text{g/l}) = -547 X_1 - 137 X_2 + 1002 X_3 + 4946$$

$$\text{Zn } (\mu\text{g/l}) = -1134 X_1 + 10908$$

As the number of data used for the regression analysis is restricted the significance is too low for use in practice. The negative correlation between the pH of the water and metal concentration at equilibrium however is clear in the pH range of 7,3 – 8,5 for the seven types of groundwater. This is in accordance with experimental data obtained in the Leiduin test panels for surface water. It can be concluded that there is evidence that increasing the pH of water is a means of reducing lead, copper and zinc concentrations in drinking water, at least to a pH of 8,5. The level of the oxygen concentration in aerated water has, with the exception of copper (negative correlation), no significant effect on equilibrium levels.

An attempt was made to calculate soluble lead from stable solids in lead pipes. Based on the solution of the mineral equilibrium and solubility computations it is in principle possible to calculate total lead at equilibrium with known stable solids inside lead pipe. Therefore X-



ray micro-probe analysis and rontgenfluorescence analysis of solids in lead pipes have been carried out by the Metaalinstituut TNO. The following data were obtained.

**Table 6. Stable solids in lead pipe for drinking water supply**

Location	Stable solids
Archemerberg	Pb(OH) <sub>2</sub> .2PbCO <sub>3</sub> ; PbO and small quantities of PbO.PbSO <sub>4</sub>
Goor	Pb(OH) <sub>2</sub> .2PbCO <sub>3</sub> and small quantities of PbO
Havelterberg	Pb(OH) <sub>2</sub> .2PbCO <sub>3</sub> ; PbCO <sub>3</sub> ; and PbO
Hoge Heksel	Pb(OH) <sub>2</sub> .2PbCO <sub>3</sub> and small quantities of PbO
Nijverdal	PbO, Pb(OH) <sub>2</sub> .2PbCO <sub>3</sub> and a trace of PbCO <sub>3</sub>
Holten	PbCO <sub>3</sub> , PbO and small quantities of CaCO <sub>3</sub> , trace of Pb(OH) <sub>2</sub> .2PbCO <sub>3</sub>
Manderveen	Pb(OH) <sub>2</sub> .2PbCO <sub>3</sub> ; small quantities of PbO; traces of PbCO <sub>3</sub> and PbO.PbSO <sub>4</sub>
Leiduin (1)	Pb(OH) <sub>2</sub> .2PbCO <sub>3</sub> ; PbCO <sub>3</sub>
Leiduin (2)	Pb(OH) <sub>2</sub> .2PbCO <sub>3</sub>

Pb(OH)<sub>2</sub>.2PbCO<sub>3</sub> = hydrocerussite  
PbCO<sub>3</sub> = cerussite

With the exception of Holten hydrocerussite proved to be the most important solid. In leaden pipe from Havelterberg and Leiduin (1) both cerussite and hydrocerussite were the main components lead (II) oxide often is also present. In two cases (Archemerberg and Manderveen) PbO.PbSO<sub>4</sub> could be detected. In most cases a lead containing elements as C, O, Si, P, Fe, Ca, Si was present. The top layer is subject to transport in cases of increased turbulence so that particular lead can also present in drinking water (figure 3).

Figure 3. Loose amorphous lead containing deposits in leaden pipe (Goor, 100 x)



**Table 7. Predicted equilibrium lead concentrations (Calculated by the WRC)**

pH	Only solid considered Pb <sub>3</sub> (OH) <sub>2</sub> (CO <sub>3</sub> ) <sub>2</sub>									
	Alk*	10	25	50	100	150	200	250	300	
6,5	851	583	491	467	479	491	518	533		
7,0	291	240	238	258	278	299	317	336		
7,5	137	130	139	163	183	189	203	221		
8,0	81	82	93	110	122	133	143	151		
8,5	53	55	63	76	88	99	108	117		
9,0	38	39	44	57	68	78	89	100		
9,5	33	29	34	44	57	70	83	97		

The water quality data, which are pH, alkalinity, NO<sub>3</sub><sup>-</sup>, SO<sub>4</sub><sup>2-</sup>, Cl<sup>-</sup> ortho- PO<sub>4</sub><sup>3-</sup>, Ca, Mg, Na and K have been incorporated in the computer model of the Water Research Centre to estimate soluble lead. Based on either cerussite or hydrocerussite as the only solid the WRC calculated two matrices for equilibrium lead as a function of pH and alkalinity. The model is based on the next solubility products and complex formation constants solubility products:

$$\log K_{sp} (\text{PbCO}_3(\text{s}) \rightleftharpoons \text{Pb}^{2+} + \text{CO}_3^{2-}) - 13.38$$

$$\log K_{sp} (2\text{H}^+ + \text{Pb}_3(\text{OH})_2(\text{CO}_3)_2(\text{s}) \rightleftharpoons 3\text{Pb}^{2+} + 2\text{H}_2\text{O} + 2\text{CO}_3^{2-}) - 19.14$$

complex formation constants:

$$\log \beta_1 (\text{Pb}^{2+} + \text{H}_2\text{O} \rightleftharpoons \text{PbOH}^+ + \text{H}^+) - 7.25$$

$$\log \beta_2 (\text{Pb}^{2+} + 2\text{H}_2\text{O} \rightleftharpoons \text{Pb}(\text{OH})_2^0 + 2\text{H}^+) - 16.91$$

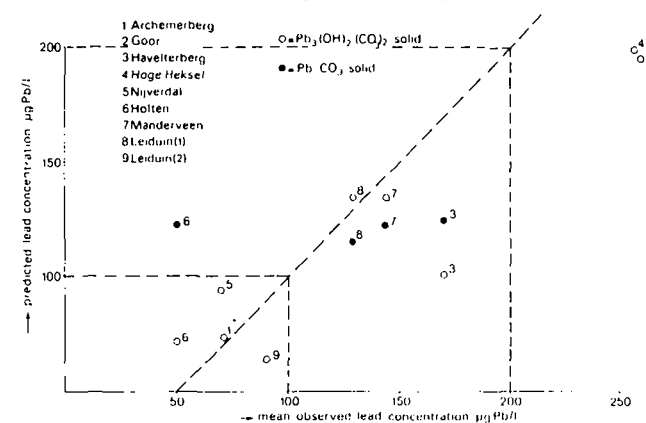
$$\log \beta_3 (\text{Pb}^{2+} + 3\text{H}_2\text{O} \rightleftharpoons \text{Pb}(\text{OH})_3^- + 3\text{H}^+) - 28.10$$

$$\log \beta_1 (\text{Pb}^{2+} + \text{CO}_3^{2-} \rightleftharpoons \text{PbCO}_3^0) - 7.09$$

$$\log \beta_2 (\text{Pb}^{2+} + 2\text{CO}_3^{2-} \rightleftharpoons \text{Pb}(\text{CO}_3)_2^{2-}) - 10.29$$

(NaNO<sub>3</sub> medium, μ = 0,006)  
The results are given in table 7.

Fig. 4 Comparison of predicted and observed lead concentrations, KIWA data (solubility calculations by the WRC)



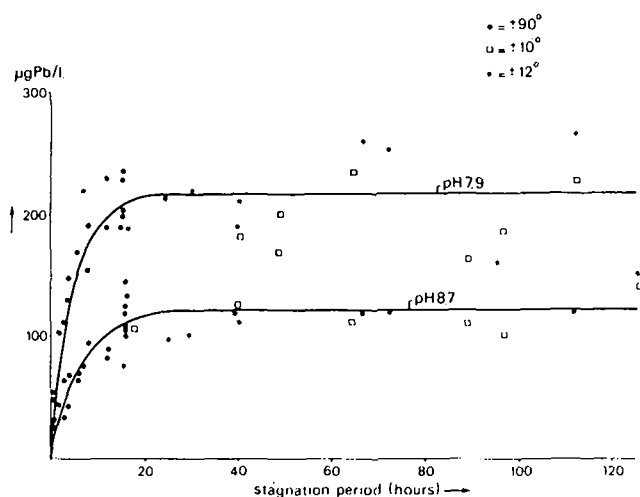
As is shown in Figure 4 the predicted and mean observed lead concentrations are in fairly good correlation which supports previous experience that lead levels in drinking water might be decreased considerably by increasing the pH. The very complex processes which take place are only partly known. This makes it strongly advisable that before increasing the pH the impact on the different materials and lead levels for each different type of water is investigated beforehand by using test panels.

With regard to lead levels in relation with contact time, lead taken up by consumers from drinking water caused by corrosion of lead pipe is not only dependent on the lead level, which is in chemical equilibrium with the solids inside lead pipe but also on the chemical kinetics. Besides the quality of water and the lead pipe,

pH	Only solid considered PbCO <sub>3</sub>									
	Alk*	10	25	50	100	150	200	250	300	
6,5	603	306	205	155	139	130	126	122		
7,0	309	186	147	126	120	116	114	114		
7,5	214	149	126	116	114	112	112	112		
8,0	187	138	123	118	114	114	114	114		
8,5	179	142	126	120	122	127	122	127		
9,0	198	148	131	130	149	156	156	172		
9,5	281	173	156	153	203	303	242	200		

the contact time of the water inside lead pipes mainly determine the lead taken up by consumers. To what extent the contact time of the Leiduin type 1 (pH 7,9) and type 2 (pH 8,7) water has an effect on lead levels in drinking water is shown in figure 5.

Fig. 5 Lead concentration in relation with contact time  
Leiduin (1) pH 7,9  
Leiduin (2) pH 8,7



The lead concentration in  $\mu\text{g/l}$  after stagnation can be described as

$$[\text{Pb}] = [\text{Cb}] - [\text{Cb}]e^{-kT}$$

(Cb) = lead concentration in equilibrium in  $\mu\text{g/l}$

k = rate constant in  $\text{hours}^{-1}$

T = reaction time in hours

The rate constant for Leiduin (1) =  $0,20 \pm 0,05 \text{ hrs}^{-1}$

For Leiduin (2) =  $0,15 \pm 0,05 \text{ hrs}^{-1}$

Lead levels after 16 hours of reaction time prove to be more than 90% of the total lead in equilibrium.

#### 2.4.2 Data obtained from field surveys

In a co-operative study between KIWA, the National Institute for Drinking Water Supply and several waterworks, a field survey has been carried out on lead levels in drinking water in house installations with lead pipes. A proportional sampling procedure was selected using special sampling equipment which was installed at the kitchen tap. Five per cent of the water used for consumption was sampled during 1 week. In each town 50 house installations were sampled. Table 8 gives a

Table 8. Field survey 19 cities for lead in drinking water by proportional sampling.

City Code	Percentage of house installations with mean lead concentrations smaller than ( $\mu\text{g/l}$ )		Type of lead pipe	Geometric mean conc. Pb ( $\mu\text{l}$ )	pH	Ca <sup>2+</sup> mg/l	HCO <sub>3</sub> <sup>-</sup> mg/l	Conductivity mS/m	SI-Index
	50	100							
403	20	75	L, LT	75	7,55	105	332	61,5	+0,16
255	27	81	L	64	7,70	89	201	60	-0,16
609	69	98	L	32	8,05	41	114	57,5	-0,14
605	54	98	L, LT	42	7,60	75	250	38,5	+0,06
040	98	100	LT	8	7,33	20	73	17,4	-1,28
698	100		LT	3	7,95	66	225	34,0	+0,28
245	90	96	L	19	7,70	85	190	74,0	-0,06
272	36	82	L	58	7,30	88	257	55,0	-0,17
856	100		LT	5	7,70	78	170	70,0	-0,13
659	98	100	LT	7	7,55	112	394	58,3	+0,27
406	63	92	L	40	7,41	112	234	104,0	-0,07
717	100		L, LT	4	7,60	40	120	24,0	-0,42
261	82	100	L	34	7,54	62	186	37,0	-0,14
443	94	98	LT	11	7,30	117	335	58,0	+0,02
029	90	100	L	13	8,00	87	200	82,5	+0,10
851	16	76	L	68	7,60	94	306	74,5	+0,10
563	74	92	L, LT	15	7,65	99	335	47,0	+0,26
199	98	100	LT	5	8,15	37	125	21,5	-0,03
758			L	79	6,95	31	80	23,5	-1,51

L = lead. LT = internal tin lining.

survey of the relevant data.

Statistical analysis of differences in the geometric mean lead concentrations between the cities by the Student t-test generally resulted in a significant t-value. So the differences in geometric lead level correlate with the water quality distributed. Cities with lead pipe with tin lining prove to have the lowest lead levels. From the 300 samples taken only 1 surpasses the  $100 \mu\text{g/l}$  level. Geometric mean lead levels obtained in 12 cities with lead pipe without tin lining are negatively correlated with the pH of the water at a significant level (correlation coefficient for  $n = 12$ : 0,62). There was no correlation of a significant level between water hardness (Ca) and Pb and the CaCO<sub>3</sub> saturation index and Pb levels in drinking water. It can be concluded that this field survey confirms the possibility of decreasing lead levels by increasing the pH of the water.

For approximately 4 years test panels with lead pipe have been run at the Leiduin pumping station and the field survey in Amsterdam is restricted to the supply area of that pumping station. Thus a comparison can be made between the outcome of the field survey, lead in equilibrium with solids in lead pipe and chemical kinetics for Leiduin (1) (figure 4).

#### Leiduin 1

Lead at equilibrium :  $220 \mu\text{g Pb/l}$

Geometric mean lead concentration in 50 house

installations with lead pipe :  $13 \mu\text{g Pb/l}$

% of samples below  $100 \mu\text{g Pb/l}$  : 100

% of samples below  $50 \mu\text{g Pb/l}$  : 90

From figure 4 and the geometric lead concentration obtained from the field survey it can be seen that the "mean" contact time of the water in lead pipe in house installations that the outcome of the field survey is favourable but lead at equilibrium (after 16–20 hours of standstill) considerably surpasses the EEC proposals for a directive for drinking water. A strict interpretation of the MAC value of  $100 \mu\text{g Pb}$  per litre will complicate possibilities for improvement by optimisation of the water quality despite the fact that at lead equilibrium levels between 100 and  $250 \mu\text{g/l}$  the mean lead concentration of drinking water used for consumption can be far less than the  $50 \mu\text{g}$  lead per litre in the case of lead drinking water pipe.

## References

1. Rapport inzake het onderzoek van loden buizen en gelegeerd loden buizen. Studiecommissie Metalen Leidingen (1950).

# Comité international permanent de la distribution de l'eau International standing committee on water distribution

---

<b>Les matières Contents</b>		<b>LIBRARY International Reference Centre for Community Water Supply</b>
<b>Sujet 1 — L'alimentation en eau des bâtiments importants et élevés (W. Cuveele, Belgique—Belgium)</b>		Pages Q2–Q5
<b>Subject 1—Water supply to large and tall buildings</b>		
<b>Résumé en anglais Summary in English</b>		Page Q5
<b>Sujet 2 —Alimentation en eau chaude dans les immeubles appartements</b>		
<b>Subject 2—Hot water supply in apartment buildings (S. Yekutiele and J. Dauber)</b>		Pages Q6–Q9
<b>Sujet 3 —L'état actuel des techniques et experiences de rénovation des conduites</b>		
<b>Subject 3—Updating of pipe renovation techniques and experience (E. C. Reed, G.B.)</b>		Pages Q10–Q22
<b>Sujet 4 —Conduites thermoplastiques, y compris les fibres de verre</b>		
<b>Subject 4—Thermoplastic pipes, including glass fibre reinforced polyester (O. Johansen, Norvège—Norway)</b>		Pages Q23–Q30
<b>Sujet 5 —Les consommations de pointe—les resultats du programme de recherches en allemagne</b>		
<b>Subject 5—Peak demands—results of the German research programme (H. Tessorff, Allemagne—Germany)</b>		Pages Q31–Q35
<b>Résumé en français Summary in French</b>		Page Q36

# L'alimentation en eau des bâtiments importants et élevés

par W. Cuveele Ingénieur à la Compagnie Intercommunale Bruxelloise des Eaux, Bruxelles, Belgique

Cet exposé traitera de certains problèmes soulevés par les types de branchement, le comptage et la suppression en regard de la fiabilité de l'alimentation, de la potabilité de l'alimentation, de la potabilité de l'eau, du coût total et de la lutte contre l'incendie. Il n'a pas comme but d'apporter la solution idéale mais d'appeler à la réflexion.

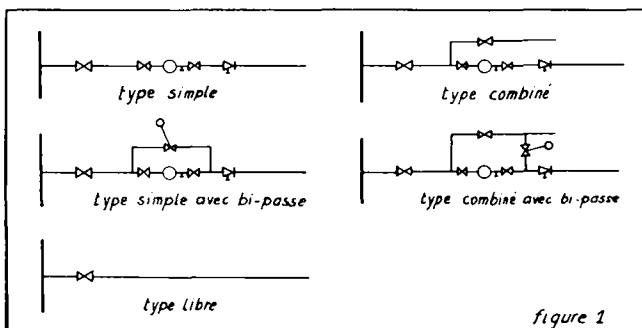
Les services de distribution d'eau sont presque toujours des services publics. Ils ont pour mission de fournir en permanence et au moindre coût, de l'eau potable en quantité et à une pression suffisante pour satisfaire aux besoins "normaux" ainsi qu'accessoirement pour faire face aux besoins de la lutte contre les incendies.

Pour réaliser cette mission, le service doit disposer de ressources, de réserves, de canalisations d'adduction et de réseaux de distribution suffisamment importants en fonction de besoins croissants.

C'est le dernier maillon de cette chaîne, le branchement, pourvu ou non d'un compteur, qui fera l'objet de nos préoccupations dans cet exposé sans pour autant oublier qu'un contrôle des installations intérieures est indispensable afin de limiter au maximum les risques de pollution ainsi que les effets néfastes des surpresseurs.

Le distributeur d'eau a, en l'occurrence, une fonction de contrôleur mais surtout de conseiller.

A Bruxelles et dans sa grande banlieue, cinq types de branchements sont utilisés (voir figure 1):



- 1) **le branchement simple**: il est utilisé dans la grande majorité des cas et est, à l'heure actuelle, le plus souvent réalisé en polyéthylène de Ø 40 mm et protégé par une gaine également en polyéthylène. Il est parfois équipé d'un robinet d'arrêt placé en trottoir et pourvu d'un montage monobloc pour le compteur; ce montage est exécuté en atelier;
- 2) **le branchement simple avec bipasse**: le bipasse est installé dans tous les cas où existe une installation de lutte contre l'incendie ainsi que là où une interruption de la fourniture d'eau à l'occasion d'un travail à exécuter au compteur pourrait être préjudiciable;
- 3) **le branchement libre**: celui-ci n'est pas pourvu d'un compteur et est destiné uniquement à l'alimentation de bouches d'incendie;
- 4) **le branchement combiné**: c'est une combinaison des types 1 et 3;
- 5) **le branchement combiné avec bipasse** qui est une combinaison des types 2 et 3.

Le diamètre du branchement et le calibre du compteur sont déterminés en fonction de la consommation de pointe.

Pour les immeubles à logements multiples, nous avons examiné un vaste échantillon afin de déterminer les consommations de pointe et moyenne et nous avons pu constater que l'équipement n'intervient guère.

Le résultat de ces investigations est fourni par la formule ci-après

$$Q = \frac{60 \times n \times k}{1000}$$

qui donne la consommation de pointe en m<sup>3</sup>/h, n étant le nombre de logements et k un coefficient variable en fonction de n comme indiqué ci-dessous:

n	k
30 - 74	1,2
75 - 149	1
150 - 299	0,9
300 - 499	0,8
500 -	0,7

Pour les consommations non domestiques, nous avons établi quelques statistiques de consommations de pointe et les résultats obtenus nous ont permis de mettre certaines catégories de consommations sous forme mathématique. Ces formules empiriques sont données ci-dessous:

- Immeuble à usage de bureaux:  $Q = \frac{\text{surface utile (m}^2\text{)}}{1600}$
- Hôpitaux - cliniques (n = nbre de lits):  $Q = \frac{32 \times n}{1000}$
- Grands laboratoires d'analyses:  $Q = \frac{16,8 \times \text{surf. utile (m}^2\text{)}}{1600}$
- Grandes cuisines équipées (n = nbre de repas):  $Q = \frac{16 \times n}{1000}$

Les chiffres obtenus peuvent paraître faibles et sont inférieurs à ceux avancés par les bureaux d'études. Nous prétendons cependant qu'ils sont valables pour l'adéquation des compteurs et des branchements, le dimensionnement des installations intérieures constituant un autre problème.

Pour les immeubles industriels, il est nécessaire de faire un étude en collaboration avec le demandeur afin d'analyser les différentes consommations de l'ensemble. L'étude portera successivement sur chacun des services utilisant l'eau, la fréquence de ces utilisations, leur simultanéité ainsi que les débits requis. Une fois le débit de pointe estimé, il faudra choisir le calibre du branchement et du compteur étant donné que le comptage est généralisé à Bruxelles depuis de nombreuses années.

Les compteurs actuellement utilisés sont soit des compteurs volumétriques de diamètre nominal 20 et 40 mm, soit des compteurs de vitesse de type Woltman à partir de 50 mm de diamètre nominal. En Belgique, les compteurs sont maintenant soumis au contrôle de l'Etat.

Chaque type de compteur a un débit maximum au-delà duquel la précision d'enregistrement est insuffisante. Nous déterminons comme débit limite le débit égal à 0,9 fois le débit maximum (voir tableau ci-dessous). Le

compteur à placer sera celui dont le "débit limite" sera immédiatement supérieur à la consommation de pointe déterminée.

DN compteur mm	Q limite (m <sup>3</sup> /h)	Q 1 bar (m <sup>3</sup> /h)
20	4	5
40	18	20
50	27	45
80	70	110
100	110	180

Pour des utilisations exceptionnelles, telles que la lutte contre l'incendie, la précision d'enregistrement étant un paramètre auxiliaire, il faut simplement veiller à disposer de compteurs dont le mécanisme ne puisse être détérioré. C'est pourquoi nous avons donné dans le tableau ci-dessus le Q 1 bar qui représente le débit correspondant à une perte de charge de 1 bar dans le compteur. Nous le considérons comme un maximum absolu.

Le calibre du compteur étant déterminé, celui de *branchement* sera normalement d'un diamètre supérieur.

Il convient de noter ici que si le réseau ne peut fournir instantanément le débit de pointe, le Service des Eaux imposera l'installation d'une bache de disconnexion qui sera alimentée au travers d'une électrovanne dont les temps d'ouverture et de fermeture seront assez grands. Dans ce cas, des dispositions devront être prises en vue de préserver la potabilité de l'eau. Là où l'eau ne pourra plus être considérée comme potable, il faudra l'indiquer au moyen d'étiquettes et il ne sera toléré aucune jonction entre les réseaux intérieurs. De même les canalisations transportant d'une part l'eau potable et d'autre part l'eau non potable ou considérée comme telle devront être peintes suivant les normes conventionnelles en vigueur.

Les problèmes de débit étant réglés, nous aborderons maintenant celui de la *pression*.

Dans les régions au relief relativement accidenté, il faudra d'abord diviser le territoire en zones de pression. C'est ainsi que la région bruxelloise se répartit en quatre zones de pression où celle-ci varie, dans les réseaux de distribution, entre 3 et 9 bars.

Dans les immeubles élevés, se posera le problème de la surpression pour les étages supérieurs. Le distributeur d'eau devra intervenir préventivement en refusant ou en accordant l'autorisation de placer un groupe de surpression avec prélèvement modéré et justifié sur le réseau public. Il est donc bon de connaître les avantages et les inconvénients des différents systèmes que l'on rencontre sur le marché afin de pouvoir conseiller l'abonné et surtout d'éviter des perturbations sur le réseau de distribution.

Actuellement, les *surpresseurs* peuvent être répartis en trois catégories:

- (a) les groupes avec cuves du type hydrophore;
- (b) les groupes avec petit réservoir à membrane;
- (c) les groupes fonctionnant en continu.

Les premiers ont comme inconvénients majeurs d'être très encombrants, que l'air se diffuse dans l'eau – sauf pour un type très cher doté d'une membrane – et que le débit d'alimentation est très élevé, ce qui provoque des coups de bélier lors des déclenchements.

Les deux autres types de groupes n'ont pas ces inconvénients et nous les avons proposés dans plusieurs cas à la plus grande satisfaction des abonnés.

Les groupes avec petit réservoir à membrane doivent cependant être dotés d'un mécanisme de déclenchement avec un retardement de quelques minutes réglé par une horloge. Ce système est surtout utilisé pour de petits ensembles.

Les groupes de la 3e catégorie utilisent de préférence des pompes à vitesse variable qui s'adaptent au débit des

consommations. Ce débit est inférieur au débit de remplissage des autres systèmes, ce qui est favorable pour le réseau de distribution. Les courbes des pompes doivent avoir une allure presque horizontale.

Le Service des Eaux propose généralement d'installer deux pompes. Si elles peuvent fonctionner simultanément, il faut que l'enclenchement et le déclenchement se fassent en cascade.

On constate aussi très souvent que les débits demandés par les installateurs sont surestimés et que pour la détermination des surpressions on omet de tenir compte de la pression disponible en amont des pompes.

Pour préserver les réseaux de distribution, les distributeurs d'eau sont donc contraints de faire la chasse aux *surdimensionnements*. Comme mieux vaut prévenir que guérir, nous demandons que toutes les caractéristiques du bâtiment et du groupe de surpression prévu nous soient communiquées lors de l'introduction de la demande de raccordement. Nous conseillons alors au mieux les abonnés, contrôlons les groupes installés et nous les faisons modifier si nécessaire. Dans la région bruxelloise, si l'abonné refuse de se soumettre aux exigences du Service des Eaux, celui-ci installe un diaphragme au compteur au risque de provoquer une cavitation des pompes.

Dans les grands ensembles, nous sommes presque toujours confrontés avec un problème supplémentaire, celui de la *lutte contre l'incendie*.

L'abonné doit, dans certains cas, satisfaire à des exigences légales et à des impositions particulières émanant des pompiers ou des assurances.

Néanmoins, je rappelle ici que le but premier d'un service de distribution d'eau est de fournir de l'eau potable pour faire face aux besoins normaux et non à ceux de la lutte contre l'incendie que l'on ne peut toutefois ignorer puisqu'une législation en la matière existe. En Belgique, les exigences légales vis-à-vis des communes sont reprises notamment dans la circulaire ministérielle du 14.10.1975 qui prévoit entre autre que:

- 1) les communes doivent disposer de ressources suffisantes – réseau ou autres – en eaux d'extinction;
- 2) les communes doivent maintenir accessibles et utilisables en tout temps les hydrants et vannes établis en nombre suffisant sur les réseaux;
- 3) en cas d'établissement ou d'extension d'un réseau de distribution d'eau, le chef du service régional de secours en cas d'incendie doit être consulté au préalable et vérifier si les installations projetées sont à même de satisfaire aux besoins de la lutte contre l'incendie fixés au minimum à 60 m<sup>3</sup>/h pendant 2 heures.

Pour les installations privées, il existe des normes pour les immeubles de plus de 15 m ou de plus de 25 m de hauteur ainsi que pour les hôpitaux, homes pour enfants et personnes âgées, etc.

Ces installations privées comportent normalement des dévidoirs à alimentation axiale, des hydrants muraux de 45 mm et éventuellement des bouches ou bornes d'incendie de 80 ou de 100 mm.

En accord avec les Services de la Protection Civile et les Corps des Pompiers de l'Agglomération Bruxelloise, lorsque les installations en cause se composent uniquement de dévidoirs et/ou d'hydrants muraux, elles dépendent maintenant d'un compteur volumétrique de 40 mm ou d'un compteur de type Woltman de 50 mm qui sert également pour enregistrer les consommations "normales". Ces calibres ont été déterminés en supposant qu'un maximum de 3 appareils puissent être utilisés simultanément. Les compteurs sont alors équipés d'un bippasse. Par contre, les bouches et bornes privées sont raccordées



- 3) remplacement des pompes et maintien des hydrophores:  
coût 150,000 F (+ 50,000 F pour le compresseur);
- 4) remplacement par un système à pompage continu entre 6 h et 23 h:  
coût 130,000 F;
- 5) installation d'un groupe de pompage à vitesse variable:  
coût 235,000 F.

C'est la 4e solution qui a été retenue à la satisfaction de tous.

### III. Breughelpark

Ce cas est tout à fait semblable au précédent sauf qu'il n'était pas possible d'établir le contact avec les responsables.

Nous avons donc été contraints d'installer un diaphragme au compteur. Après un mois, la première pompe a cédé sous l'effet de la cavitation. Les responsables ont alors accepté une solution raisonnable qui donne satisfaction à toutes les parties.

### IV. Le Complexe Hospitalier de la Vub

Cette clinique universitaire est équipée pour 1,000 lits. La diversité des appareils mis en oeuvre, la chaufferie centrale et les installations de production d'énergie électrique incitent à l'alimentation du complexe via un réservoir et des pompes de reprise. Seules la cuisine et quelques fontaines à boire situées dans les halls et couloirs sont alimentées en direct par l'eau de la distribution.

Les réservoirs d'eau, dite industrielle, offrent une certaine autonomie et permettent de diminuer le calibre du compteur. La consommation de pointe du complexe s'élève à 108 m<sup>3</sup>/h, mais elle a pu être réduite à un débit moyen de 27 m<sup>3</sup>/h.

En cas de coupure d'énergie électrique, un groupe diesel couplé à un alternateur de forte puissance produit la force motrice et l'éclairage indispensables ainsi que le maintien sous tension des équipements de surveillance et de chirurgie. Le refroidissement requiert à lui seul 28 m<sup>3</sup>/h à pleine charge. Il est aussi raccordé au travers d'un réservoir tampon.

Pour le compteur nous devons donc tenir compte d'un débit de 55 m<sup>3</sup>/h, les vannes disposent d'une ouverture et d'une fermeture temporisées. Les dévidoirs et hydrants intérieurs, pour lesquels il fallait prévoir un débit de 30 m<sup>3</sup>/h, dépendent des réservoirs qui ont un volume de

réserve suffisant. Pour le branchement, il faut tenir compte des hydrants extérieurs qui sont raccordés avant compteur.

Le complexe a finalement été alimenté par deux branchements de 300 mm, l'un muni d'un compteur 100/30 mm avec bipasse et l'autre, qui fait office d'alimentation de secours, a été muni d'un compteur de 40 mm avec bipasse.

L'alimentation en eau a été étudiée en collaboration avec le service des eaux, ce qui a conduit à une solution raisonnable.

Ces exemples terminent l'exposé. Comme il a été dit au début, nous n'avons pas la prétention d'avoir apporté des solutions nouvelles ou inédites. Notre but a été de montrer simplement comment sont résolus certains problèmes journaliers que l'on rencontre dans un service des eaux d'une grande agglomération.

### Summary

The statement gives some practical examples of connection for important buildings and tries to show how the trustworthiness of the supply, the avoidance of disturbances in the net and the reduction of costs are taken into account. Secondly, the necessities for fighting against fire are taken into account.

First of all the usual types of connection are given and afterwards the empiric formulae used to reckon the peak consumptions are mentioned. We then show how to determine the meters in function of these peak flows.

Afterwards we consider the boosting equipments. Herewith our experiences in continuously rotating pumps are put forward. Indeed, this application seems to have many advantages with regard to the classical hydrophoric groups. We also draw attention to the fact that the supply companies are always confronted with inquiries which contain a too important yield and a too high pumping up height.

Finally, we explain how we solve the secondary problem of the supply of the extra flow for fighting against fire. The means for fighting against fire within the buildings are if possible fed by the meter. The hydrants with a higher calibre standing outside do not normally depend on the meter. For the sprinkler installations a narrow collaboration between the applicant and the insurance company is set up in advance.

The statement ends with four examples in which we find the different aspects dealt with.

# Subject 2

## Hot water supply in apartment buildings

by Shimon Yekutieli and  
Joseph Dauber

### ABSTRACT

In multi-storey apartment buildings in Israel, water metering of individual consumers is limited to water supplied from the municipal main, whereas hot water, monthly supplied from a central boiler for the whole building is not separately metered to each tenant, and the cost is covered in equal shares by all tenants.

This system leads to excessive consumption of hot water, since every tenant pays only his fixed share of its total cost, irrespective of his actual consumption. To remedy this situation, methods are considered of making each tenant pay for the actual quantity of hot water he consumes.

### 1. Introduction

Water is becoming a pressing problem throughout the world. Besides the growing need to provide ordinary tap water, further need arises to supply hot water in residential buildings, involving the use of energy to heat the water.

The scarcity of water in Israel has made it mandatory to adopt saving measures and make water use more efficient. This has led to the promulgation of the Water Law which stipulates metering at every stage of water extraction and consumption. Among other things, the Water Law calls for measuring the quantities of water produced and consumed at fixed time intervals. As for the urban consumer, legislation obliges him to install in every apartment a water meter to be read once every two months.

In determining this time interval, the legislator aimed at a close follow-up of water consumption. In cases of excessive or erratic consumption it would be possible to "sound the alarm" and see to it that the situation is remedied at an early stage.

With the proliferation of high-rise buildings and the rise in the population's standard of living, many hot water supply systems have been developed and installed centrally. In central heating systems of apartment buildings only the water that enters the one common boiler is metered, but not the quantity consumed in each apartment. The tenants are thus charged equal shares in the cost of all the hot water consumed in the building.

The system actually defeats the purpose of the law that aims at making every consumer pay for the quantity of water he actually consumes, as measured through his individual water meter. Consequently, some tenants have taken to using more and more water, even though they had no need for it, since the cost is practically unrelated to the quantity consumed.

The first effect of this anomalous situation has been a rise in the average consumption of water per family. A survey carried out shows that in an apartment served by a central hot water supply system the average annual consumption is about 30% higher than the annual consumption in a similar apartment that is equipped with a privately owned boiler and is separately metered.

The present paper discusses a number of aspects of

hot water supply and consumption system in residential buildings and possible ways of preventing waste.

### 2. Cost of hot water supply plants

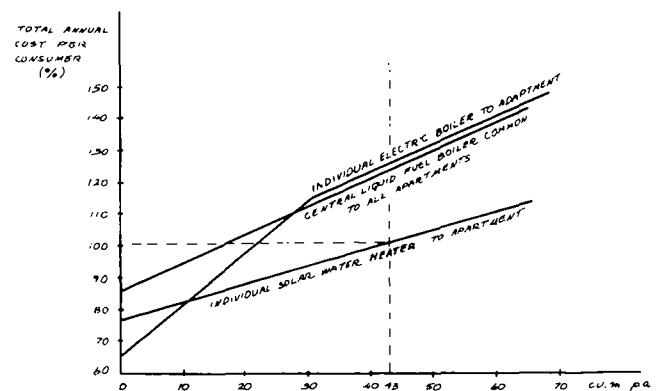
The cost of installing and operating plants for the supply of hot water depends on the kind of plant and the amount of hot water supplied. For the sake of illustration and comparison, three representative methods have been chosen:

- (a) Central supply of heating the water with liquid fuel,
- (b) Individual supply to apartment using electric heating,
- (c) Individual supply to apartment using solar heating.

The following table shows the fixed expenditure, the variable expenditure and total annual expenditure for each method. The table is based on the supply of 120 litres of hot water per day to an apartment, while the basis for measurement is a solar heater = 100%.

Description of Plant	Method	Fixed Annual Costs	Variable Annual Costs	Total Annual Costs
Electric water boiler	Individual to apartment	63.8%	60.2%	124.0%
Solar water heater	Individual to apartment	75.0%	25.0%	100%
Central water boiler	Common to all apartments	82.8%	39.8%	122.6%

The cost of hot water supplied to the consumer will vary with its quantity, and the graph below shows the rate of variation as depending on such quantity. Also here the basis for measurement is a solar heater (100%) supplying to an apartment 120 litres of hot water per day. Study of this graph leads to the following conclusions:





- 1) For supplying small quantities of water (below 28 litres per day) the cheapest method is by an individual electric boiler to the apartment.
- 2) At a supply of up to 80 litres per day, the use of a central liquid fuel boiler common to all apartments is the costliest, but within the usual limits of a department's hot water consumption (80 to 160 litres per day), central heating is somewhat cheaper than an individual electric heater to the apartment.
- 3) Within the whole scope of usual consumption, a clear advantage is seen in an individual solar heater to the apartment.

### 3. Comparison of hot and cold water consumption under different supply and metering systems

The table below shows water consumption broken down, to the extent possible into cold water, hot water and the ratio of the different consumption rates of hot and cold water to the consumption per apartment in multi-storey buildings (Item 4).

No. Parameter	Total Consumption	Cold water Consumption	Hot water Consumption
	Cu.m. (%)	Cu.m. (%)	Cu.m. (%)
1 Water consumption in apartment installation without common hot water supply in buildings of up to 15 apartments	138 (100%) [111%]		
2 Water consumption in apartment installation without common hot water supply in buildings of over 15 apartments	150 (100%) [21%]		
3 Water consumption in apartment buildings with central hot water supply and separate metering for every apartment in buildings of up to 15 apartment	150 (100%) [21%]	103 (68%) [06%]	47 (32%) [74%]
4 Water consumption in multi-storey apartment buildings with central hot water supply and separate metering for every apartment	124 (100%) [00%]	97 (78%) [00%]	27 (22%) [00%]
5 Water consumption in apartment buildings with central hot water supply, without separate metering for apartments in buildings of up to 15 apartments	170 (100%) [40%]	113 (65%) [16%]	57 (35%) [21%]
6 Water consumption in apartment buildings with central hot water supply, without separate metering, in buildings of over 15 apartments	213 (100%) [71%]	141 (66%) [45%]	72 (34%) [26%]

— Figures in round brackets ( ) show percentage consumption in the apartment out of the total consumption by the same method.

— Figures in square brackets [ ] show percentage consumption in comparison with consumption in multi-storey buildings (No.4) and separate hot water metering for every apartment.

The rise in hot water consumption between individual metering per apartment and joint metering is as follows (4-6):

- Total consumption increase 71%
- Cold water consumption increase 45%
- Hot water consumption increase 166%

It is obvious from the above findings that the total water consumption increases in the absence of individual apartment meters for hot water, as may be seen from the following data:

	Hot water consumption cu.m/year
(a) Houses with individual apartment boilers	138
(b) Houses with central hot water supply and individual metering of hot water for every apartment	137

- (c) Houses with central hot water supply without individual hot water metering 192

The increased consumption of hot water naturally leads to an increase in the use of energy for heating. The proportion between hot and cold water consumption percentagewise under the different methods of metering remains roughly as follows:

Water consumption	Water Consumption	
	In apartment provided with individual hot water meters	In apartment not provided with individual hot water meters
Hot water	27%	34.5%
Cold Water	73%	65.5%

In addition, an apartment's total water consumption in the absence of individual hot water metering is higher than an individually metered apartment, so that the overall water consumption without individual apartment hot water metering is actually 56% higher than if metered.

The different methods of metering have had some social implications in that some tenants objected to the uniform distribution of hot water cost among them. In many cases, tenants even cut off their apartment from the central water supply system and went back to the individual water heating system for their apartment.

### 4. Water consumption as a function of the number of apartments in the building

There has been an increase in the number of central hot water systems alongside the rise in the number of large apartment buildings brought about by the rising standard of living. In buildings provided with central hot water supply systems without an individual water meter for every apartment, there is a correlation between the size of the building and the quantity of water consumed per apartment:

Consumption	Number of apartments		% of increase in total water use
	Up to 15 m <sup>3</sup>	Over 15 m <sup>3</sup>	
Hot water	113	141	24%
Cold water	57	72	26%
Total water	170	213	25%

It is evident from the above table that in larger buildings the consumption of both hot and cold water increases.

### 5. Problems of hot water supply system

The growing scarcity of water in Israel and the rising energy costs have made it necessary to consider ways of overcoming, or at least limiting, water and energy wastage in central water supply systems. Two alternatives have so far been examined:

- (a) Measuring the quantity of hot water supplied to each apartment
- (b) Changing the method of supplying hot water.

In providing for measuring the quantity of hot water further problems arise, such as:

- 1) Lack of information concerning the reliability of the water meters and the necessary calibration time interval.
- 2) Administrative problems: who reads the meter, who maintains it and who is responsible for its proper functioning.

## 6. Hot water meters

Hot water meters operate on a multi-current basis. A number of these meters have been tested by the Water Commission and the Israel Institute for Water Accessories. Here are the findings:

Type	Number of water meters tested	Duration of tests	Findings	
			Satisfactory	Unsatisfactory
A	34	3 years	29	5
B	32	3½ years	12	16
C	16	½ year	7	9

Note: (1) All the water meters referred to were multi-jet type. Marks "A", "B", "C" specify multi-jet types but of different manufacture.

Type "A" water meters are made by ARAD Dalia, Israel

Type "B" are made by ACQUAMETRO, Switzerland

Type "C" are made by ALINA, Denmark.

### Appendix A

#### Type A water meters after 1½ years of use

Number of meters according to percentage of nominal capacity			Error
2%	5%	50%	%
			+10.0
			+ 9.5
			+ 9.0
			+ 8.5
1		1	+ 8.0
			+ 7.5
			+ 7.0
1	1		+ 6.5
6	1	1	+ 6.0
2	2		+ 5.5
4	4		+ 5.0
1	5		+ 4.5
1	4		+ 4.0
3	2	1	+ 3.5
3	4	2	+ 3.0
3	3		+ 2.5
1	6	1	+ 2.0
2		3	+ 1.5
3	1	4	+ 1.0
1			+ 0.5
1	1		0
1		5	- 0.5
		8	- 1.0
		4	- 1.5
		3	- 2.0
			- 2.5
			- 3.0
		1	- 3.5
			- 4.0
			- 4.5
			- 5.0
			- 5.5
			- 6.0
			- 6.5
			- 7.0
			- 7.5
			- 8.0
			- 8.5
			- 9.0
			- 9.5
			-10.0
-	-	-	Not operating
-	-	-	Above +10%
-	-	-	Below -10%
34	34	34	Total No.
100% - 34	62% - 21	94% - 32	Within legal limits
0	38% - 13	6% - 2	Outside legal limits
100%	100%	100%	Total percentage

(2) For details of tests see appendices.

## 7. Conclusions

Separate metering of hot water supplied to individual tenants is found to involve considerable difficulties. The tests carried out on hot water meters show them to be unreliable, and to require continuous attention involving rigorous administrative control, repairs and replacements.

A solution to these difficulties can be found in abolishing the metering of hot water altogether. This can be done by adapting the method of heat exchangers, whereby, a branch pipe from each tenant's cold water supply is passed in the form of a coil through the central heating system of the building. In doing so, the amount of hot water used by a tenant remains part of his cold water supply, and he only has to share in the cost of heating. The waste associated with uncontrolled use of hot water can thus be eliminated.

### Appendix B

#### Type A water meters after 3 years of use

Number of meters according to percentage of nominal capacity			Error
2%	5%	50%	%
			+10.0
			+ 9.5
	2		+ 9.0
		1	+ 8.5
1	1		+ 8.0
3	3		+ 7.5
1	2	1	+ 7.0
3	2		+ 6.5
1	2	2	+ 6.0
2	1	1	+ 5.5
1	4	2	+ 5.0
	1	2	+ 4.5
3	4	1	+ 4.0
1	3	1	+ 3.5
1		2	+ 3.0
3	2		+ 2.5
1	4	2	+ 2.0
	1	2	+ 1.5
3		2	+ 1.0
2		4	+ 0.5
2	1	4	0
1		2	- 0.5
			- 1.0
		1	- 1.5
		1	- 2.0
1			- 2.5
		1	- 3.0
			- 3.5
			- 4.0
			- 4.5
			- 5.0
			- 5.5
			- 6.0
			- 6.5
			- 7.0
			- 7.5
			- 8.0
			- 8.5
			- 9.0
			- 9.5
			-10.0
1	1	1	Not operating
1	-	1	Above +10%
2	-	-	Below -10%
34	34	34	Total No.
88% - 30	44% - 15	68% - 23	Within legal limits
12% - 4	56% - 19	32% - 11	Outside legal limits
100%	100%	100%	Total percentage



# Updating of pipe renovation techniques and experience

by E. C. Reed, O.B.E., D.F.C., C.Eng.

Director of Operations, Thames Water, Great Britain

## 1 Introduction

### 1.1

Interest in the subject of pipe renovation continues at a high level. This is to be expected in view of the ageing nature of the underground assets of the water supply industry in many of our industrial cities and conurbations. As pointed out in my paper to the Kyoto Conference, water mains and service connections may constitute as much as 80% of our total capital assets on the water supply side, and some 5% of the cost of a typical house.

### 1.2

Following publication in Britain in June 1977 of 'Sewers and Water Mains a National Assessment', the problem received widespread publicity. In 1977-78 the House of Commons Select Committee on Nationalised Industries singled out the condition of the country's sewers and water mains as an area of public concern to be kept under review. Several special interest groups have made strong pleas for higher capital investment in sewers and water mains to make good the deterioration of the past. As one British MP has poignantly remarked "We cannot rely on the efficiency of Victorian engineers for ever".

### 1.3

A study covering the eleven North-eastern states of the U.S.A., completed in 1979, has identified an estimated \$4 billion needed to repair and replace water pipes in the area and ranked repair and replacement of ageing distribution systems in Boston, New York, Buffalo, Philadelphia, Washington and other cities as the region's top water priority.

### 1.4

A potentially expanding market may be anticipated in industrial cities and conurbations throughout the world for the renovation of sewers and water mains, by techniques of relining, in response to local assessments of the condition of individual systems. Having regard to the potential scale of the problem, the emphasis must surely be to ensure economical use of resources in those places where it is most needed.

## 2 Our inheritance

### 2.1 Historical factors

#### 2.1.1

Whilst elm pipes were still being laid for water

supply distribution purposes in London as late as 1817, when they were prohibited by the Metropolis Paving Act, the potential for using iron had been recognised as early as the mid sixteenth century when, as far as is known, cast iron pipes were first used for conveyance of water in Germany at the Castle of Dillenburg in 1455. In France a famous old cast iron pipeline has supplied the fountains of Louis XIV's Palace of Versailles since the 1660's. It consists of some 8000 metres of flanged pipe cast in metre lengths and joined with thick lead washers, linking the reservoirs of Picardy with those of Monbaourion. In Britain iron pipes were laid to Edinburgh Castle esplanade in the early part of the eighteenth century, and the casting of iron pipes was a flourishing business by the late eighteenth century, when for example some 65 kilometres were made near Wrexham for the water supply of Paris.

#### 2.1.2

These early iron pipes were cast horizontally in short lengths. Soon after 1800 'bank casting' at 30° to the horizontal was introduced, and from about 1850 it became normal practice to cast vertically. Long lasting, but not everlasting, vertically cast iron pipes were laid in the streets of our growing and industrialising towns and cities in ever increasing numbers and sizes from the mid eighteenth century onwards. In London, for example, cast iron pipes over 120 years old are a fairly common feature, and on the basis of an average age of some 35 years at the turn of the century the average age of mains in London has been growing steadily to in excess of 80 years in 1980, see Figure 1.

#### 2.1.3

The predominance of vertically cast iron pipes continued unabated until the late 1920's when the centrifugal casting process was introduced to produce spun iron pipes with thinner but more uniform walls.

## 2.2 The current scene

#### 2.2.1

Centrifugally cast iron pipe walls have a denser structure than their predecessors but retain the disadvantage of poor resistance to impact. This has been overcome by the introduction in the sixties of ductile iron pipes, usually still cast centrifugally, but of iron in which the graphitic carbon is spheroidal rather than in flakes.

#### 2.2.2

The changes from vertically cast to spun iron and then ductile iron pipes each brought with them reductions in the pipe wall thickness of the order of 30%. There is however no significant difference between the corrosion

rates of vertically cast and spun iron, although this may be countered by the more uniform wall thickness of spun iron pipe. The extent of the improved corrosion resistance claimed for ductile iron has yet to be proved in practice, and polyethylene wrapping, together with bitumen sheathing and cement mortar lining are common practice in Britain, on the basis that prevention is much more economical than cure.

### 2.2.3

Iron has a proven record of reliability as a water supply pipeline material and with the further improved mechanical properties of ductile iron alternative materials can only expect to compete on grounds of better resistance to corrosion and/or lower cost, and perhaps ease of handling.

### 2.2.4

Steel, with its greater tensile strength than iron, has been used mainly for larger diameter pipes for at least forty years, subject to adequate protection against corrosion. Asbestos cement pipes have been used in water supply distribution systems for over 40 years, in sizes more recently extending up to 900 mm diameter. There is however little cost saving over ductile iron and the pipes are relatively brittle and subject to calcium leaching in soft water.

### 2.2.5

In London the relative utilization of the various materials mentioned is shown in Table 1. Elsewhere in Britain, more especially in rural areas where risk of damage to pipelines is correspondingly less, use of PVC and asbestos cement has been more widespread.

**Table 1. Utilization of Pipe Materials – London 1978.**

Pipe material	Max dia. (md)	Length (km)	%
Vertically cast iron		8000	50
Spun iron		6900	43
Ductile iron		800	5
Steel		150	1
Plastic (PVC)		75	0.5
Asbestos cement		2	0
Reinforced concrete		73	0.5
Total		16000	100

## 2.3 Plastics for pipes and linings

### 2.3.1

Plastics pipes have been laid in water supply distribution systems to varying extents across the world; furthermore many of these materials are important in their potential application to the renovation of existing iron, steel and asbestos cement pipes. Hazen Williams C values of up to 150 are typical of plastic pipes, allowing in larger sizes a reduction in diameter of some 15% in a lined pipe for the same capacity as an old cast iron pipe with a C value of 100, see Figure 2.

### 2.3.2

Unplasticised PVC pipes were introduced in the early fifties and have the advantage of low cost, lightweight, good chemical resistance and roughness characteristics. However the tendency of the material to deteriorate in ultraviolet light, fracture against large stones, became ovoid and more brittle with age and for failures to propagate along large lengths of pipe has led many to approach use of this material with circumspection. Mechanical joints effectively prevent propagation of brittle failures for greater than one length of pipe, but it is a matter of concern that there is no generally accepted straightforward method of repair except replacement of whole lengths of pipe. Repair methods based on aluminium or stainless steel inserts require to be proved operationally before they can be relied upon. Plastic pipes have generally been confined to sizes of 300 mm diameter and less, at which sizes their cost is competitive with ductile iron. Quite recently sizes of up to 1600 mm diameter have become available.

### 2.3.3

High density polyethylene (HDPE) shares many of the advantages and few of the disadvantages of PVC although it is more expensive. It is finding considerable favour as a lining material. This stems from its relative flexibility, resilience, and ease of handling; it can for example be hand sawn on site. As compared to PVC polyethylenes are probably less liable to brittle fracture and propagation, the ultra high density form being particularly satisfactory in this respect. Polyethylenes have two further advantages, important in certain circumstances, in that they are more resistant to low temperatures and do not impart trace elements to the water being carried.

### 2.3.4

Of the newer materials, glass fibre reinforced plastic pipes (GRP) and more recently glass fibre reinforced concrete deserve mention. The latter are slimmer and lighter than conventional reinforced concrete pipes, and it is claimed that transfer of stress to the glass fibre occurs without cracking of the concrete. An alkali resistant glass fibre is used, but this material has yet to be cleared for contact with potable water. GRP pipes are smooth and light but relatively expensive.



Fig. 1. Total lengths and estimated ages of London water mains.

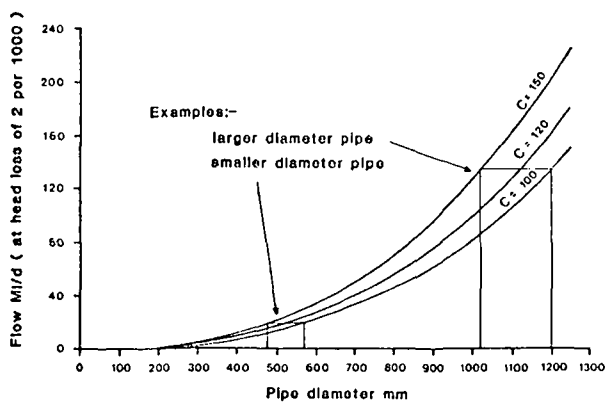


Fig. 2. Effect of slip lining iron pipes.

### 3 Identifying the problem

#### 3.1 Symptoms

##### 3.1.1

The effective life of water mains is very variable although not quite so uncertain as in the days of elm pipes for which useful life has reportedly varied between less than 20 years up to 500 years. In reasonably favourable circumstances cast iron mains may last 150 years or more; a main laid at Braunfels in Germany in 1661 was replaced by one of larger diameter in 1932 and found to be in excellent condition after 270 years. A number of factors may combine to affect the life of water mains as follows:

- Material of the main including thickness, resistance to corrosion and impact, and protective measures employed
- Corrosivity of the water
- Aggressive and abrasive nature of the soil
- Depth, temperature fluctuation, disturbance and traffic loading
- Quality of installation.

##### 3.1.2

The reasons for spending money on existing water mains for purposes other than routine maintenance or local emergency repairs derive from problems in the following categories:

- Increase or redeployment of demand
- Dirty or discoloured water
- Loss of hydraulic capacity
- Unacceptably high rate of leakage from joints or elsewhere
- Unacceptably high rate of local failure, having regard to maintenance of the service and potential for damage and disruption.

##### 3.1.3

The first of these categories is outside the scope of this paper, generally requiring a main of higher capacity or in a different position, although duplication accompanied by renovation of the existing asset may often provide an economical solution.

#### 3.2 Diagnosis

##### 3.2.1

On the whole water mains reveal their general state of deterioration at an earlier stage than sewers by way of discoloured water and loss of hydraulic capacity. On the other hand earlier diagnosis is important; structural deterioration of the extent only too common in sewers cannot be allowed to occur in water mains.

##### 3.2.2

Development in Britain of a leak noise correlator system, which has been shown to pinpoint leaks within half a meter should further assist early diagnosis. Closed circuit television, widely used to survey small sewers, may not significantly assist diagnosis and is unlikely to find widespread application in the survey of distribution reticulations.

##### 3.2.3

Dirty or discoloured water problems commonly

arise from corrosion of iron pipe by acidic upland waters, unsaturated with respect to calcium carbonate. In addition associated tuberculation gives rise to loss of carrying capacity.

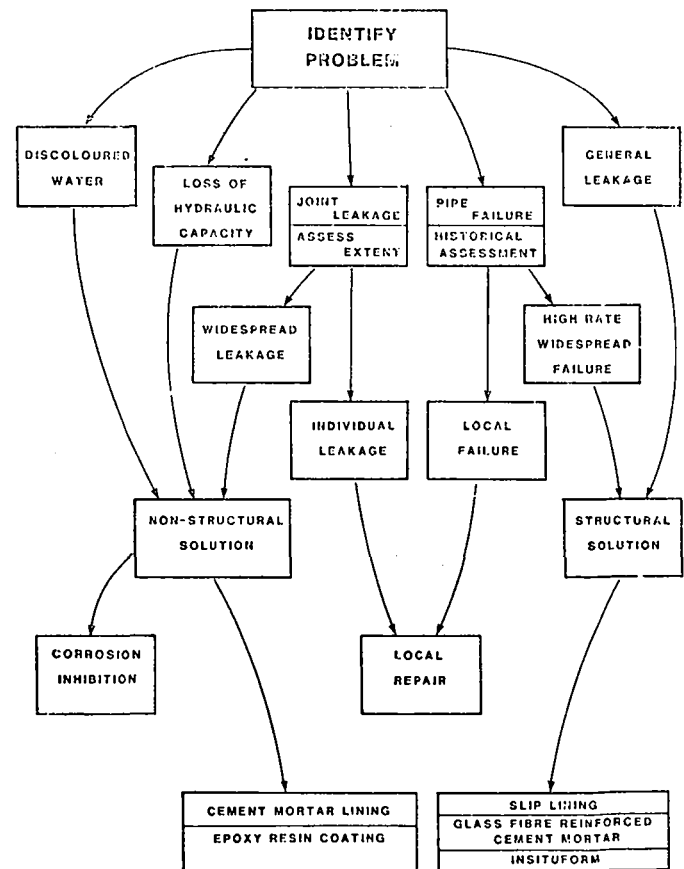
##### 3.2.4

The incidence of bursts in a reticulation is undoubtedly associated with the age of the pipes, as corrosion and/or graphitisation render the pipes more vulnerable to brittle fracture. Precipitating factors include particularly ground movement arising from severe frost or exceptionally dry weather, and higher pumping pressures than usual in a distribution system during periods of high demand. When high demand is associated with burst mains, the effect may be cumulative. Figures 4 and 5 illustrates these aspects in relation to the London system.

#### 3.3 Cure

##### 3.3.1

Methods of renovation fall broadly into two categories, usually known as structural and non-structural renovation, Figure 3. In non-structural renovation, reliance is placed on the old pipe for structural strength, albeit that the lining may in practice make some contribution. Structural renovation, by contrast, consists of providing a lining which may serve as a pipe in its own right. Non-structural renovation requires the new lining and the old pipe to be integral in order that they may act as a composite unit.



NOTE: All proposed solutions to have particular regard to implications in respect of quality, branches and service connections.

Fig. 3. Water main renovation.

### 3.3.2

Non-structural renovation techniques provide a practical and economical solution to discoloured water, tuberculation and widespread joint leakage problems, provided that the capacity of the relined main is sufficient, and that the remaining useful life of the old pipe as a structural entity is sufficient to enable relining to be justified as an alternative to structural renovation or replacement. Any such justification must take into account the additional surface disruption associated with replacement works, and the improved flow characteristics associated with new smooth pipe linings.

### 3.3.3

Where the remaining life of the pipe as a structural entity is doubtful, structural relining should be considered as an option. Structural relining techniques may be economical where there is general leakage, or an unacceptably high rate of widespread failure arising from corrosion or other deterioration of the pipes. The great advantage of structural renovation over replacement is that it makes use of the residual asset, namely the hole in the ground.

### 3.3.4

The value of the hole in the ground is illustrated in Figure 6 which shows the component costs of laying ductile water mains of various sizes in urban areas. It can be seen that in effect the value of the hole varies from 50% of the total cost of a large main to as much as 75% of a small main. If a long lasting structural lining can be provided for significantly less than the total cost of relaying the main, the renovation is justified, subject of course to capacity and demand aspects. Again allowance for surface disruption and hydraulic improvement must be made in the overall economic analysis.

### 3.3.5

Arising from the different characteristics of sewers and water mains, non-structural renovation has made considerable headway in respect of water mains, whilst techniques of structural renovation, which have found a ready market in sewers, are only now beginning to make an impact.

### 3.3.6

There is no doubt that pipe renovation is a matter which will exercise the minds and initiative of water engineers for many years to come, as well as absorbing a high proportion of the resources at their disposal. The two years since the Kyoto Conference is a relatively short time in a subject such as this; nevertheless rapid advances are being made and practical experience in many countries shows that substantial savings can be made by looking to renovation as an alternative to replacement.

## 4 Quality implications

### 4.1 General

#### 4.1.1

No discussion of water main renovation techniques would be complete without reference to the quality implications, more especially as it is becoming increasingly clear that high standards of potable water quality are of more than purely aesthetic significance.

#### 4.1.2.

A further factor is the recent publication of proposed EEC quality standards for drinking water, some of which are important in relation to materials used for mains and service connections. Only a few of the more significant aspects of this wide ranging subject, pertinent to renovation, can be dealt with in this paper.

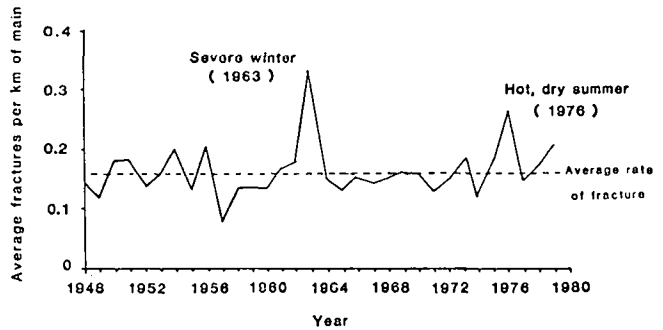


Fig. 4. Trend of annual fractures in London.

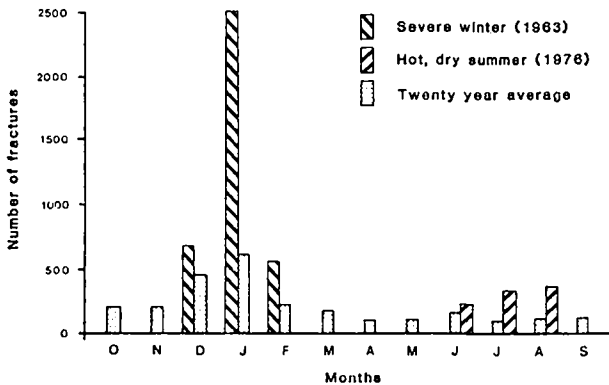


Fig. 5. Monthly distribution of fractures in London.

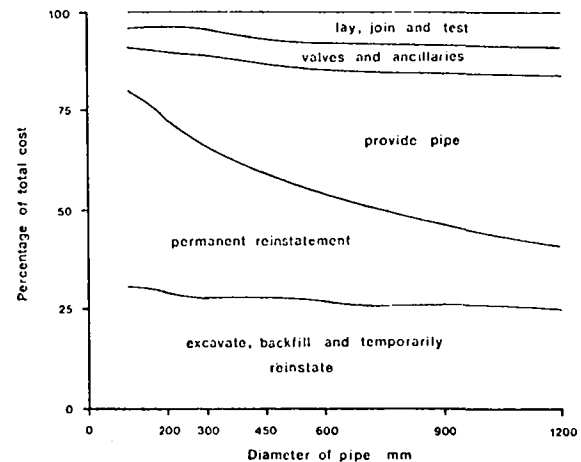


Fig. 6. Excavation and reinstatement as a proportion of total cost.

### 4.2 Lead

#### 4.2.1

Lead was extensively used in ancient Roman water supply systems, and it has been suggested that the sterility of the Patricians may have been due to lead in the water supply. In more modern systems it was commonly used for service connections from the beginning of piped

water supplies up until about 1950. In combination with soft acidic waters lead service connections constitute a problem. The latest EEC standard of 0.05mg/l in a sample taken after flushing is liable to be violated in such circumstances. The problem may sometimes be dealt with by pH correction; failing this some method of lining lead service connections is required if full replacement is to be avoided.

## 4.3 Asbestos

### 4.3.1

Concern has been expressed, particularly in Canada and the United States, regarding the levels of asbestos in drinking water. A possible source is the release of fibre from asbestos cement pipes, but information currently available suggests that the amounts released in this way are very small and generally much less than amounts liable to find their way into some drinking water from natural geological sources, asbestos dumps, and sundry airborne sources.

## 4.4 Coal Tar and Bitumen

### 4.4.1

Hot applied coal-tar based linings were applied to iron and steel water supply pipes for many years, until, following close investigation of persistent bituminous taste in water from such pipes, it was discovered that not only could such linings impart taste, but also they could support bacterial growth and convey significant, and in certain circumstances unacceptable concentrations of polyaromatic hydrocarbons to the water. In Britain the National Water Council has advised that coal-tar based linings should no longer be used.

### 4.4.2

An obvious alternative to coal-tar based linings is the bitumen based group of materials applied hot or cold. The durability of bitumen linings is however doubtful, particularly in corrosive waters where their application as a non-structural lining is most likely to be considered. In many corrosive waters, in-situ bitumen can only be regarded as a short term expedient with a life limited to perhaps ten years.

### 4.4.3

Additionally in-situ bitumen linings involve use of dichloromethane as a solvent. Water analysed for dichloromethane subsequent to in-situ lining with bitumen has been found to contain concentrations not far from an acute toxic dose and, even after repeated flushing unacceptably high levels may continue to exist. Attention in Britain is therefore turning to alternative in-situ linings for the non-structural lining of water mains.

## 4.5 Quality testing of materials for renovation

### 4.5.1

Certain particular quality implications of pipe and lining materials have been mentioned in the preceding paragraphs. It remains to discuss the generality of testing requirements for materials being considered for contact with potable water. British Standards contain clauses

such as the following: 'where used for potable water, all the materials which come into contact with the water shall be non-toxic, they shall not impart any taste, odour, colour or turbidity to the water and they shall not support microbial growth'.

### 4.5.2

Materials must also of course conform to appropriate engineering standards, and such requirements can normally be considered independently of quality implications. However tests for ability to support microbial growth are good proxies for more expensive and time consuming procedures for assessing the resistance of the material to biodegradation, and to this extent engineering and quality criteria are closely coincident.

## 5 Non structural linings

### 5.1 General

#### 5.1.1

Non-structural in-situ renovation techniques have been practised in water mains for up to fifty years, consisting usually of either a cement mortar lining process or bitumen linings, applied hot or cold. Descriptions of both these techniques have been given in my Kyoto paper and in other publications and will not therefore be repeated here. Bitumen lining processes have the substantial advantage of allowing return of the main to service within the same working day, but as mentioned in the previous section of this paper, such linings are of doubtful durability and there are associated quality implications.

#### 5.1.2

Accordingly there is a need to develop new materials or techniques which will allow same day return to service and meet the other stringent requirements for adhesion, durability and wholesomeness in the context of potable water quality. The most interesting current developments are:

- a. epoxy resin coatings
- b. rapid hardening cement mortar lining
- c. polyphosphate, silicate and calcite deposition
- d. nylon lining of lead service connections.

### 5.2 Epoxy resin coatings

#### 5.2.1

It is characteristic of epoxy resins that when applied as coatings they possess a good resistance to abrasion and chemical attack, together with flexibility, durability and excellent bonding properties to a wide range of materials, subject to good surface preparation. Ideally the surface to be coated should be cleaned back to base metal, as for example by grit blasting; at the very least it must be free from scale, rust or loose encrustations. Solvent free epoxies have a number of advantages over and above their freedom from toxic fumes. A good thickness can be applied in one coat without shrinkage due to loss of solvent, or the tendency to slump or run; also the final result is tougher.

#### 5.2.2

Careful selection of resin is required, particular attention being paid to moisture tolerance, adhesion to



wet surfaces, and of course acceptability for contact with potable water. Suitable materials have been identified which adhere to wet iron after cleaning by power boring followed by pigging and become tack free, within 3-4 hours. Normal practice is to apply the resin centrifugally in one or two coats to a thickness of 0.5 to 1mm, such fairly large thicknesses being necessary to achieve continuity and avoid pinholing, especially where perfect surface preparation is not achieved. In Britain, field trials have been confined to small pipes, from 75 mm to 300 mm diameter in lengths of about 100 metres per day, and monitoring of the behaviour of such linings is being carried out from inspection pits over a period of years by the Water Research Centre.

### 5.2.3

Resin spray equipment for the lining of pipes in the diameter range 100mm to 1800mm is available and two types of machine are at present produced. The first machine consists of an airless spray head mounted at the front of a pneumatically-driven four-wheeled carriage. For pipes of diameter less than 1000mm a stationary spray head is utilised and for diameters greater than 1000mm the spray head is rotatable. The second machine consists of a cylindrical air motor driving a centrifugal spinner head. Both machines are fed from airless-spray pumps positioned outside the pipe.

## 5.3 Developments in cement mortar lining

### 5.3.1

Techniques for applying cement mortar linings to pipes of any size from 75mm up to 3600mm diameter or even larger are well established. The original method was the Tate drag trowel process. Since the early 1950's for larger pipes and since the 1960's for smaller pipes, application has generally been by the centrifugal technique with or without trowelling. Trowelling has the disadvantage of tending to block service connections, but the advantage of providing a smoother bore with a Hazen-Williams C-value of 130 to 145. Where service connections are a constraint, the 'orange peel' finish of an untrowelled lining gives a C value limited to 100 to 120. The pipe must of course be cleaned and descaled before application, but this aspect is not quite so critical as with epoxy resin linings. Thicknesses normally applied increase with size of pipe from 5mm for a small pipe up to 10-12mm for pipes of over 600mm diameter up to the largest sizes.

### 5.3.2

A one to one mix of cement and fine sand and a water cement ratio as low as is consistent with the centrifugal application gives a dense lining more resistant to corrosion.

### 5.3.3

Even in water unsaturated with respect to calcium carbonate, which may be expected to be aggressive towards cement mortar linings, factory applied linings have remained intact with no signs of erosion over periods of more than fifty years, although significant calcium depletion usually occurs over this period. In extremely aggressive waters cement mortar linings have been reported as still affording sufficient protection against corrosion after thirty years, although by this time exhibiting a sandy surface. Bitumen sealing to avoid short or

long term leaching can no longer be recommended for quality reasons. Recent investigations carried out in Dortmund, Germany have indicated that sand particles in a leached cement mortar lining surface may become bound together into a protective layer by deposition of iron, manganese, silica or aluminium compounds. The main threat to such a layer appears to arise from the lining being allowed to dry out.

### 5.3.4

As regards newly applied in-situ linings, calcium leaching occurs initially, and may increase pH to over 10 in aggressive waters. The normal procedure for dealing with this problem is to flush the pipe for 24 hours or more. It is to overcome this sort of difficulty that more recently the possible use of a suitable rapid hardening cement has been investigated.

### 5.3.5

In Britain work has been carried out at the Water Research Centre using a rapid hardening cement known as 'Swiftcrete', essentially a finely graded portland cement with an increase in the proportion of  $3\text{CaOSiO}_2$  and  $2\text{CaOSiO}_2$ . Field trials have confirmed that under operational conditions, at temperatures of near  $12^\circ\text{C}$ , the mortar cures rapidly enough for the lined pipe to be returned to service within 5 hours of application, without significant pH or turbidity problems.

## 5.4 Corrosion inhibition

### 5.4.1

Where the problem is principally one of discolouration of water supplies arising from corrosion of iron or steel pipework, but the actual loss of metal is not significant, consideration may be given to one or other of the techniques available for corrosion inhibition. Whilst such problems may be controlled by mechanical techniques such as scraping, flushing, jetting or air scouring these are in effect only palliatives. Apart from being costly and in some cases wasteful of water, the condition of the pipe often deteriorates more quickly after such treatment. In its more developed forms corrosion inhibition may by contrast be regarded as a form of renovation.

### 5.4.2

The most obvious form of corrosion inhibition is the artificial increase of pH of acidic water by the addition of lime, but this is only effective in waters containing reasonable quantities of temporary hardness (calcium bicarbonate). The procedure involves calculation of the critical pH at which the bicarbonate begins to react with the alkali to form carbonate, using Langelier's Formula. A layer of calcium carbonate is then deposited on the walls of the pipe effectively inhibiting corrosion.

### 5.4.3

Use has been made for many years of the properties of polyphosphates and to a lesser extent silicates for inhibiting metal corrosion in water supply pipelines and elsewhere. In both cases a protective film is deposited on the wall of the pipe; this however requires a continuous supply of fresh chemical for stability. Protection can be afforded in almost all water quality conditions likely to prevail in public water supplies, the only limitation of pH being between 5 and 10, although results are more satisfactory between 5 and 7. Also 3mg/l calcium needs to be present in the water for effective polyphosphate

treatment. The continuous dose of polyphosphate required varies from system to system, and is best determined experimentally. Typically an initial dose in solution of up to 15 mg/l polyphosphate, expressed as PO<sub>4</sub> is required to give rapid initial film formation, reducing to a continuous application of 1-4mg/l after a few days.

#### 5.4.4

A more recent development in corrosion inhibition is understood to be under trial in Israel. The principle is to circulate water, containing calcium chloride and sodium carbonate, in a supersaturated state. Deposition of calcite results; a film thickness of 350 microns can be produced by circulating for 30 hours at a flow velocity of 2m/s. It is stated that up to 1km may be lined in one operation.

## 5.5 Lead communication pipes

### 5.5.1

The foregoing techniques for corrosion inhibition can also be applied to the protection of water quality arising from solution of lead from lead communication pipes by acidic water. Silicates particularly have been applied in this way and also in hot water systems on consumer premises. Another possible approach to the lead problem is lining in situ of the communication pipe with nylon.

### 5.5.2

The practicability of enlarging lead pipe mechanically, and slip lining it with 'Nylon 11' tubing equal in bore to the original diameter has been demonstrated in London, but the technique is not yet sufficiently developed for general use.

## 6 Structural linings

### 6.1 General

#### 6.1.1

As indicated at the Kyoto Conference, structural renovation techniques for water mains are at fairly early stage of development. One process, the slip lining technique remains in the forefront although other techniques, in particular the application of glass fibre reinforced cement mortar, the 'Insituform' process and a number of other possible developments are jostling for recognition. They may be expected to find an increasing application in the field of water main renovation as time goes by.

### 6.2 Slip lining

#### 6.2.1

At Kyoto I reported in some detail on the renovation of 900 metres of 600mm diameter cast iron trunk water main in London, at a cost which amounted to some 60% of the estimated cost of relaying under a heavily constructed carriageway in new ductile iron pipes. The pipe was slip lined with high density polyethylene (HDPE) tubing of external diameter 560mm, wall thickness 31.7mm supplied in 12m lengths. The work was carried out in three sections of 300m, and successive lengths of lining were butt fusion welded on the surface, prior to being drawn into the old main.

#### 6.2.2

Difficulties were experienced as the HDPE pipe failed several times under test, the failures apparently stemming from imperfections, mostly at the welds, which set off longitudinal failures, partly sinusoidal in pattern, over lengths of up to 35 metres. These difficulties were ultimately overcome by improvements to the butt fusion welding process, and the addition of reinforcement saddles to the gas welded branch pipes. The renovated main has now been in service at a pressure of some 40 metres head for 4 years. It was concluded that the technique of slip lining was practicable and economical for the structural renovation of water mains.

#### 6.2.3

Substantial lengths of HDPE slip lining have been installed in sewers and gas mains in many parts of the world. For example in the U.S.A. in the city of Fall River, Massachusetts, a project involving slip lining of some 10km of brick and reinforced concrete sewer, ranging in diameter from 400mm to 900mm and in age up to 130 years, is currently underway at a cost of over \$4 million. The sewers selected for renovation are those where there is high infiltration and structural cracking and amount to 20% of all the sewers in the city. Although the project includes some 1400 service connections, it is estimated that a 30% saving in time and a 50% saving in cost may be achieved as compared to replacement.

#### 6.2.4

There is substantial application of the HDPE slip lining technique to sewers in Holland and Scandinavia. In summary, experience across the world confirms that this method is currently the most promising technique available for the renovation of pipelines and savings of between 35% and 70% may be expected once the technique has been mastered, depending upon the circumstances at the surface and the number of service connections involved. This would be apart from the unquantifiable savings arising from the avoidance of surface disruption.

#### 6.2.5

An essential prerequisite to HDPE slip lining is a detailed survey of branches, service connections, valves, tapers etc. Excavations should coincide with branches, bends or other problem areas, where feasible. Spacing of 500 metres or more is possible but often 150 metres will be more practicable. The limitation will usually be the available winching capacity, which can however be relieved by the use of lubricant.

#### 6.2.6

In sewer applications it is normal practice for the external diameter of the liner to be not more than 90% of the minimum internal diameter of the old pipe. The pipe to be lined should be cleaned to remove encrustation and projections into the pipe, such as ferrules, removed to allow the maximum size of liner to be used. Immediately prior to insertion the liner should be inspected for defects including, cutting or gouging to a depth of greater than 10% of the wall thickness from either surface, kinking or flattening. A useful rule of thumb as regards the radius of the pipe bend at insertion is that it should not be less than 25 times the pipe diameter and this rule should be especially observed at the butt welds, which are more vulnerable than the rest of the pipe.

### 6.2.7

Butt fusion welding is a skilled procedure which should only be undertaken by appropriately trained personnel. The fusion butt welding machine consists of two clamps to hold the tail and leading ends of the pipes to be joined. A double sided facing cutter squares the faces of the pipe ends as they are brought together by hydraulic pressure. The pressure is then removed and the cutting device replaced by a heated plate. The two pipe faces are advanced onto this plate and held under pressure until sufficient material has melted. After removing the plate the pipe ends are brought together and held under pressure for several minutes. The three variables, temperature, pressure, and time must be accurately controlled in accordance with the manufacturer's recommendations and accurate alignment of the pipe ends is crucial. Radiographical or ultrasonic methods of testing may be used to supplement visual inspection of the welds.

### 6.2.8

The lining may be pulled or pushed into the old pipe or a combination of both, using a nose-cone as a leader, see Figure 7. Either way a sturdy pulley frame must be set up at the base of the reception pit. Prior to insertion a test-head made of a short section of the lining should be passed through the old main. Pushing may be carried out by attaching a clamp to the liner beyond the entry point and pulling towards entry, or by jacking from the entry pit, see Figure 7. Pushing has the advantage of maintaining newly completed welds in compression. Protruding ends of liner already installed should be protected throughout.

### 6.2.9

For water mains there are advantages in filling the annular space with grout in order to provide support against groundwater pressures, and to enable the lining to act compositely as a structural entity with the old pipe if this is considered desirable. A vacuum grouting process may be the most practicable approach; certainly any grouting pressure must be limited, see Figure 8. At the very least the annular space should be sealed at excav-

ations and the lining encased in concrete, cement stabilised sand or similar at all places where the old pipe is removed. Another possible approach may be to ream the pipe in order to achieve a closer fit of the liner with the aid of suitable lubrication. The liner under internal pressure may then act compositely with the old pipe.

## 6.3 Glass fibre reinforced concrete lining

### 6.3.1

The use of glass fibre reinforced concrete (GRC) as a pipe material, following the development of a new glass fibre resistant to attack by ordinary portland cement, has already been mentioned. This material also has a potential for the in-situ renovation of water mains, subject to clearance from the point of view of water quality.

### 6.3.2

In collaboration with the Water Research Centre (WRC), the Thames Water Authority has recently successfully lined 100 metres of 400 diameter cast iron pipe with GRC containing 2% by weight of 12mm fibre. The main has been back in service since October 1978, operating at a pressure of 25 metres head. Pressure tests carried out by the WRC have indicated an onset of matrix cracking at 40m head with complete failure at just over 50m head. The indication is that the lining is of sufficient strength to maintain the foregoing operating pressure. Quality testing has not so far revealed any problems.

### 6.3.3

This experience represents a promising start and indicates that renovation of medium pressure water mains by this technique is a feasible proposition. There are however substantial theoretical and practical difficulties to be overcome before satisfactory application to structural lining of higher pressure mains is likely to be feasible. If cracking of the cement mortar matrix is con-

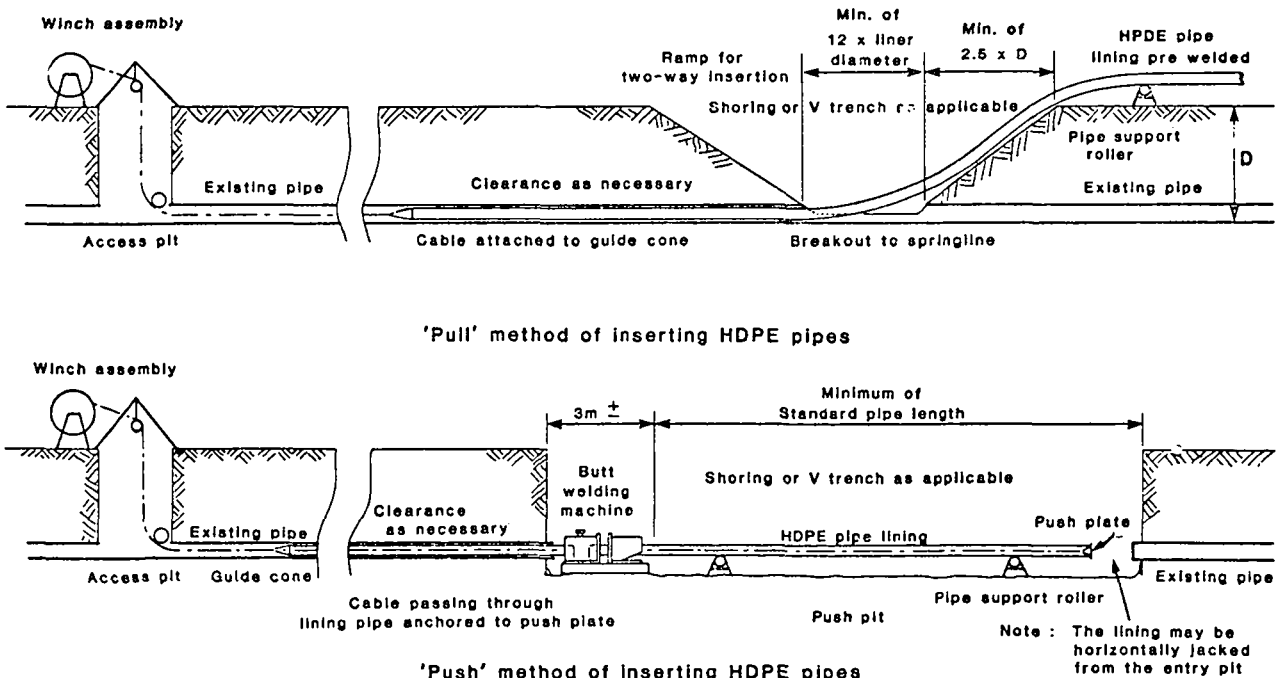


Fig. 7. Slip lining techniques.

sidered unacceptable, then the theoretical lining thickness of 16mm required by higher pressure operation e.g. 70-100 metres head would require multi-pass operations, giving rise to substantial reductions in cross-sectional area of the pipe, perhaps as much as 40%, and raising the cost of renovation to at least 60% of renewal.

#### 6.3.4

However comparison with wall thickness of other cementitious pipes indicates that a certain amount of matrix cracking is acceptable in such pipes, and on this basis a significantly reduced lining thickness could be contemplated. Further investigation is necessary in this area. A practical problem yet to be overcome satisfactorily is to avoid the fibres being chopped into small pieces during application within the mortar matrix by the centrifugal lining machine. If a greater weight of fibres or longer fibres are required, it becomes increasingly difficult to convey the composite mortar under pressure to the lining machine as workability decreases.

### 6.4 Insituform

#### 6.4.1

The system known as 'Insituform' found its origin in the early 1970's amongst efforts to develop a method of lining deteriorating water mains in London. In practice however, it has found most of its application to date in the renovation of public and industrial sewers and drains and medium pressure gas mains. Over a hundred applications have been identified in Britain alone, extending from 100mm diameter drains up to a 2700mm coach shaped sewer. Use of this technique has become increasingly common in Europe in the later 1970's and there have been applications in many industrialised countries including Australia and the U.S.A.

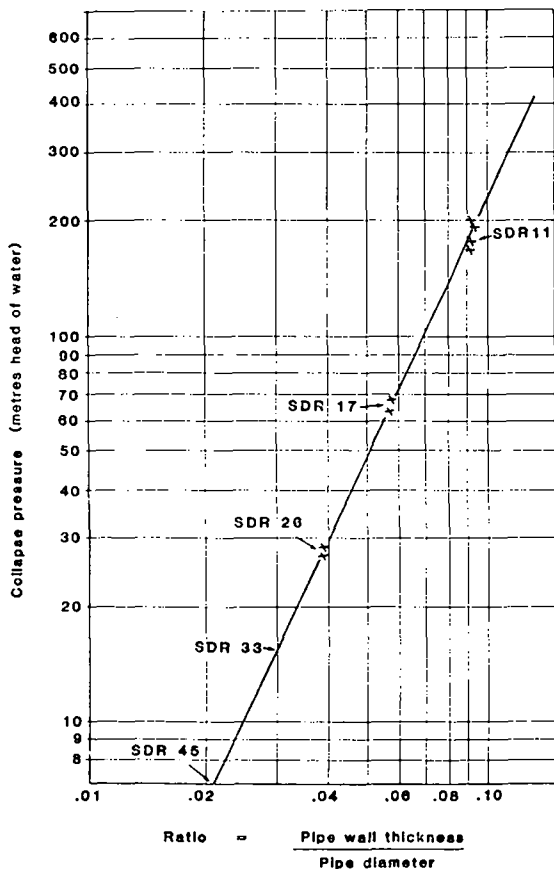


Fig. 8. Collapse pressure tests on HDPE.

#### 6.4.2

Insituform linings are formed of polyester needle felt which is prepared in tubular form to the required thickness and length, and to a circumference slightly smaller than the pipe to be relined. A membrane of polyurethane or PVC is bonded to the outside layer of the tube forming an impervious sheath. The felt is vacuum impregnated under controlled conditions with a suitable resin, which would be an epoxy for water main applications. The resin system is designed with a suitable pot life and curing temperature.

#### 6.4.3

At the installation site a vertical header pipe is set up with a 90° elbow facing into the main and the lining is fed down this pipe. The end of the lining is turned inside out and is clamped over the end of the horizontal outlet of the elbow. Water is then introduced into the inversion pipe to a predetermined head, varying with the diameter and thickness, and the lining begins to turn inside out. As the tail end of the lining is about to enter the main, a layflat hose is attached to it; this is drawn down the pipe until the inversion is complete. Hot water is then circulated through it, and the temperature is raised to between 60°C and 80°C depending on the resin used.

#### 6.4.4

Lengths of up to 350 metres may be lined in one inversion but there is a lower practical limit of 200mm diameter to the size of lining that will invert under a gravity head. Below this diameter, the head of water required is in excess of 10m which makes this method impracticable. At diameters greater than about 1500mm the quantity of water involved also makes this method impracticable.

#### 6.4.5

For small pipes a system, using a gland box with powered rollers to introduce the lining into a pressurised water chamber at approximately 35m head of water from which inversion takes place, has been developed. An alternative, which has been used on relatively short lengths of pipe is to pull the lining into the pipe and then invert an inflation membrane inside prior to curing. This method is effective also on diameters over 1500mm using air pressure for inversion of the membrane and subsequently heating the air with hot water or steam to initiate cure.

#### 6.4.6

Both the technique and the materials used in the Insituform process are under almost continuous development, and have yet to prove themselves as an economical structural renovation technique for water mains. The advent of epoxy resins suitable for contact with potable water should solve the quality problem, but, whilst an Insituform lining of normal thickness up to 18mm for a large pipe, has sufficient strength to serve as a structural lining for sewers, the thicker linings required for medium and high pressure water mains are not as yet an economical proposition. As a non-structural technique thinner linings are more expensive than more orthodox methods.

#### 6.4.7

Consequently application to the renovation of water mains has to date been very limited. The technique of Insituform is, however, flexible in its application, and there is undoubtedly considerable further scope for

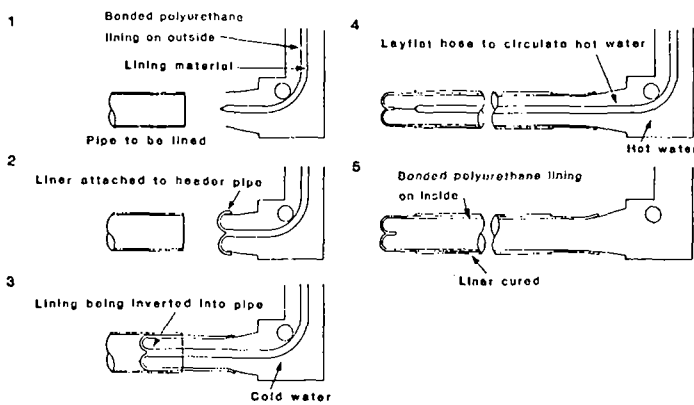


Fig. 9. Principle of the inversion process for Insituform.

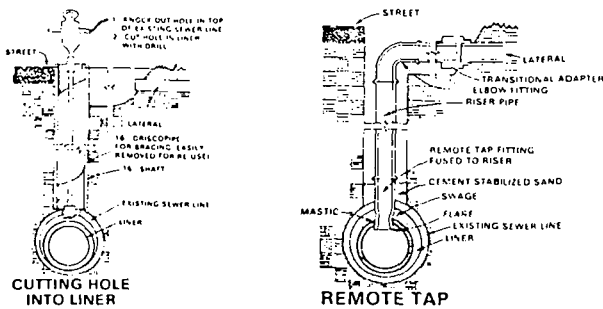


Fig. 10. Remote tapping system. Courtesy of Phillips Products Co., Inc., USA.

ingenuity. The particular advantage of Insituform is that it provides a prefabricated lining of virtually unlimited flexibility during installation. This ability to match to shape of the pipe into which it is placed is probably of greater significance as regards sewers, but water supply engineers should certainly be aware of the possibilities.

## 6.5 Other possible developments

### 6.5.1

The three techniques for structural renovation of water mains so far described represent the most promising developments to date, with slip lining in the forefront. There are however a number of other techniques with possible application to water mains, which merit some mention as follows:—

- a. Membrane lining process
- b. Snap-in pipe insertion
- c. Expanding polyethylene tube

### 6.5.2

The membrane lining process is similar to Insituform, although using different materials, b. and c. above aim at overcoming the loose fit characteristic of the slip lining technique, but difficulty may be expected in these two methods as regards joining of the pipe on site.

### 6.5.3

The membrane lining process is semi-structural at the most in relation to water mains, and has been considered primarily for sealing leakage in cast iron gas mains up to 450mm diameter resulting from the drying out of joints caused by the changeover from town (coal) gas to natural gas. A nylon membrane, externally coated

with a suitable epoxy resin, is winched into the cleaned main and expanded onto the pipe wall using differential air pressure. The process has reached the demonstration stage only, but could be capable of further development to a point where it became economical compared to other non-structural renovation techniques.

### 6.5.4

Snap-in pipe insertion is an interesting idea. Plastic pipe of the required size is extruded on site and collapsed into a kidney profile which is held in place by light nylon ties. The thin walled pipe is designed to be slightly oversize to the inside diameter of the pipe to be lined. When the ties are cut after pulling in the lining, it tries to spring back to its original profile. Because of the oversize this is not possible until a pig is pulled through which forces the excess material over centre and the lining goes into circumferential compression effectively snapped in. Structural effectiveness can be increased by adding further layers of the lining. This technique has the advantage of allowing the old pipe and the new lining to act substantially as an entity without recourse to grouting, and is attractive for use on smaller diameters as the loss of cross section is less than that for orthodox slip lining, which requires an annular space for easy pulling.

### 6.5.5

Similar advantages would accrue from expanded polyethylene tube linings. It is understood that a Norwegian company has developed a polyethylene tube which may be expanded substantially by heating. The wall thickness is dependent on the percentage expansion and may vary from a membrane lining to a fairly stiff tube. Stewarts and Lloyds Plastics, a division of British Steel Corporation are investigating a process involving shrinkage on site, followed by expansion of HDPE pipe. The pipe would be reduced in diameter so that the insertion process is simplified. After insertion the lining may be expanded to fit tightly inside the old pipe.

## 7 Service connections and branches

### 7.1

Many trunk water mains have few branches or service connections; those that do exist, and must be remade following renovation, may be dealt with quite economically in excavations required in any case for the lining process, or otherwise specially excavated. In the case of the non-structural techniques including epoxy resin coatings and cement mortar linings any branches or connections should remain substantially unaffected, or may be cleared by application of air pressure from inside the main or down the branch or service pipe. This approach may also be applicable to glass fibre reinforced mortar structural linings.

### 7.2

Problems arise in relation to structural linings where the number of branches and service connections, most probably the latter, is too large to enable individual excavation to be carried out economically.

### 7.3

A fairly typically water service connection arrangement is shown in Figure 11. Distribution mains are

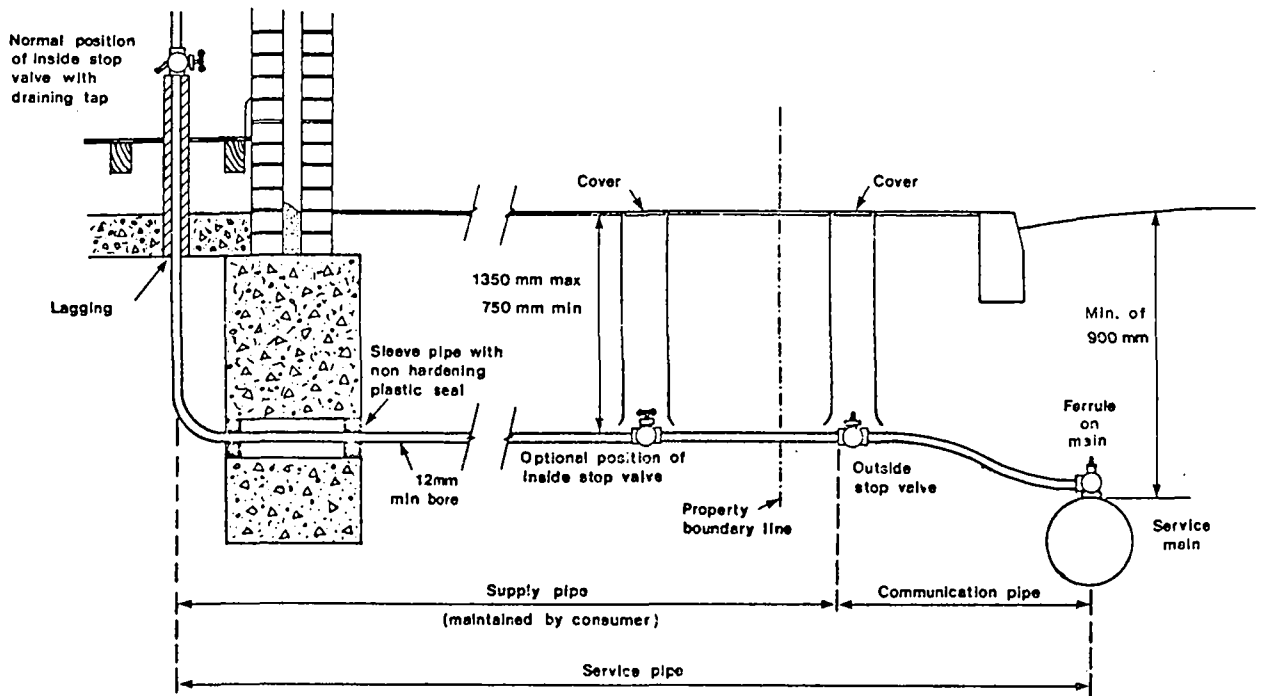


Fig. 11. Water service connection.

generally shallow and in these circumstances a large number of service connections, as for example would normally be present in a residential street, is likely to render a renovation technique uneconomical as compared to relaying the main. However, if the main is deep and the service connection rises quickly to the minimum depth a remote tapping technique carried out from a shallow surface excavation may be economical. Alternatively it may be possible to remake the connection from inside the main, either remotely or directly in man entry sizes. It may therefore be useful to consider techniques and developments in this area in relation to the slip lining and Insituform methods of structural renovation. In both cases most of the experience to date has been in the sewerage field: application to water mains must build on this experience, the most important additional problems being related to the need to retain internal water pressure and exclude any possibility of pollution from external sources.

## 7.4

Reconnection of drop type laterals to slip lined sewers may be carried out in an excavation of manhole using a prefabricated saddle, or alternatively remote tapping systems have been developed which, with suitable modification, may be applicable to slip lined water mains. The principle of this technique is shown in Figure 10.

## 7.5

Points of principle in this procedure are as follows. The lateral is first exposed at the surface and a 16 inch (400mm) diameter hole is drilled centrally down to the old pipe and lined. A hole of suitable diameter is drilled in the old pipe, exposing the liner which may then be drilled to take a swaged and flared fitting which, for sewers, is secured and made water-tight into the HDPE liner using a mastic compound. Obviously this process would need modification for water main application. A remote fusion welding process or a mechanical joint, similar perhaps to the Barber Hays threadless ferrule

used in asbestos cement pipes, may provide a way forward.

## 7.6

With Insituform linings the approach to remaking connections is normally from the inside. By suitable illumination with diffused light, in conjunction with the highly reflective surface of the lining it is possible to locate existing side connections. The connection may then be drilled out and the side connection itself lined with the same material to a depth of up to half a metre from the junction point. Methods are under development whereby this operation may be carried out remotely in a non-man entry sized pipes, using closed circuit television and a skid mounted remotely controlled drilling head, known as an 'Insitucutter'.

## 8 Indirect approaches to renovation

### 8.1

Long term priority considerations for water supply distribution systems may be summarised as follows:-

- a. minimising pumping costs
- b. reducing waste due to excessive pressures
- c. applying renovation techniques economically to reduce leakage and maintain the service
- d. maximising the use of service reservoir storage
- e. designing distribution improvements.

### 8.2

In London the system which has evolved over the years distributes treated water from west to east from high lift pumping stations in the Thames Valley where Thames river water is abstracted, stored, and treated. As may be expected the frequency of bursts on the ageing trunk main system during hot weather is twice the normal occurrence (Figure 5).

## 8.3

The Thames Water Authority has accepted in principle the concept of a deep tunnel ring main, a 20km length of which has already been constructed. The objective is to relieve the existing system, improve flexibility, and provide for continuing growth in demand. The ring main would operate largely under gravity, with small pumping stations in the line to lift water en route into the various service reservoirs and distribution zones, thus saving energy and avoiding high pressure mains operation. This development is regarded as complementary to, and concurrent with, structural renovation. It is not proposed to abandon old mains, although progressively they would operate at lower pressures, with or without renovation.

## 8.4

This type of approach is an indirect means of renovating the system as a whole, and may be expected to become increasingly common as demand continues to grow upon ageing systems. Renovation may be a key element in a long term strategy of this sort.

# 9 Conclusion

## 9.1 Achievements to date

### 9.1.1

Historical factors, particularly the rapid rate of growth towns and cities during the eighteenth century and the associated establishment of mostly cast iron water distribution reticulations, have left water engineers in this latter part of the twentieth century with a unique challenge requiring, above all, economical use of resources in those places where it is most needed.

### 9.1.2

This calls for careful consideration of the symptoms of deterioration of water mains, such as dirty or discoloured water, loss of hydraulic capacity, leakage, and increasing frequency of structural failure. Possible cures range from non-structural renovation through degrees of structural renovation to full replacement, generally in this order of ascending cost. Engineering and quality standards determine the economic analysis which must take into account surface disruption and hydraulic improvement aspects.

### 9.1.3

Non-structural lining techniques include orthodox cement lining and various forms of corrosion inhibition. The most interesting development areas are in the use of epoxy resin coatings and rapid hardening cement mortar linings.

### 9.1.4

HDPE slip lining remains in the forefront of structural lining methods, although other methods such as glass fibre reinforced mortar and the 'Insituform' system may be expected to find increasing application in the field of water main renovation. Certain other developments such as snap-in pipe insertion should also be considered in any renovation programme.

## 9.2 The future

### 9.2.1

The problem of ageing distribution systems will not go away, and indeed is likely to intensify and to affect other conurbations progressively as time passes. The state of the art as regards water main renovation is at a relatively early stage of evolution, and a number of areas remain open to ingenuity and operational development. Current emphasis on economical use of resources and the continuing importance in modern society of avoiding unnecessary disruption to business and everyday life provide further impetus to innovation.

### 9.2.2

In closing this paper it may be helpful to list some of these outstanding areas which await further advance.

- a. Operational experience of the behaviour and effectiveness of epoxy resin coatings and rapid hardening and glass fibre reinforced cement mortar linings.
- b. Methods of dealing with the annular space around HDPE linings, by grouting or achieving a closer fit to achieve structural continuity with the old pipe.
- c. Experience of the application of the 'Insituform' system to water mains, and remaking of service connections.
- d. Methods of remaking service connections to an HDPE lined water main, and of locating and repairing failures.
- e. Methods of economic comparison between renewal and renovation allowing for the true costs of disruption.

### 9.2.3

Finally, attention is drawn to the importance of a sensible and forward looking policy for the financing of maintenance, renovation and replacement of distribution systems. Many very difficult situations stem from short-comings in this area, where the required revenue has not been raised and made available on a regular annual basis.

# 10 Acknowledgements

## 10.1

I should like to register my appreciation to my Authority, Thames Water, for their support in producing this paper. The opinions expressed are however my own, and do not necessarily coincide with those of my Authority.

## 10.2

I wish to acknowledge the assistance of many colleagues within and beyond Thames Water. In particular technical advice has been gratefully received from Insituform (Pipes & Structures) Ltd., of Northampton, England, Mr. Warren-Taylor of Phillips Products Co. Inc., of Dallas, USA, Stewarts & Lloyds Plastics of Huntingdon, England and papers, listed under references, produced under the auspices of the Water Research Centre, Medmenham, England.

## 10.3

Much of the work involved in preparing the paper for publication has been carried out by Mr. Ian Bensted and other members of my staff in the Operations Directorate of the Thames Water Authority.

### References

1. Renovation of Old Pipe lines; E. C. Reed; Paper read at International Water Supply Association Congress, Kyoto, Oct. 78.
2. Sewers and Water Mains – A National Assessment; Department of the Environment; National Water Council, June 1977.
3. Asbestos in Drinking Water: A Review: TR100: Water Research Centre: B. T. Commins, Jan. 1979.
4. Standard Practice for Insertion of Flexible Polythene Pipe into Existing Sewers; American Society for Testing and Materials, Aug. 1978.
5. A Survey of Renovation Techniques for Water Mains; TR38; Water Research Centre; R. W. Parkinson and R. G. Giles, Feb. 1977.
6. Journal of the Institution of Water Engineers and Scientists; Vol. 33 No. 1; Effect of non-metallic materials on water quality; N. P. Burman & Jennifer S. Colbourne, Jan. 1979.
7. 4th International Conference on Plastic Pipes, Brighton, England. March 1979. Slip-Lining of the municipal sewer mains with HDPE Piping in the U.S.; G. Warren Taylor, Jr., Phillips Products Co., Inc., Dallas, Texas.
8. Water Services; 'Renewal and repair of pipe systems'; R. G. H. Boys, July 79.
9. Water Distribution Systems; Papers & Proceedings; Nov. 1978 Water Research Centre Conference. The following papers:
  - Paper 16, The prevention of discoloration due to corrosion in public water supplies by the addition of sodium polyphosphate; M. G. Chapman.
  - Paper 20, Practical experiences with cement-mortar lining of water pipelines; H. Holtschulte.
  - Paper 21, Traditional and new relining processes; R. W. Parkinson.
  - Paper 22, Water Industry experiences with some new relining processes; H. A. Needleman.
10. Journal of the Institution of Water Engineers and Scientists; Vol 34, No. 1; The integrity of existing distribution systems; D. W. Lackington and J. M. Large, Jan. 1980.

### Notes on medium sewage works that failed to comply with consent conditions during the 12 months ending 31 March 1980.

*Works within the area controlled by Thames Conservancy Division*

- Arborfield** Work to build extensions is in progress. The plant is overloaded.
- Ascot** Works overloaded, this together with certain trade waste affected treatment which resulted in poor effluent quality.
- Bookham** This works is grossly overloaded. Work is well advanced on the scheme to transfer the flow to Leatherhead STW.
- Bordon** The extensions to the works were not fully operational until the end of the period. The performance of the works is now satisfactory.
- Cirencester** No reason is known for the failure of the effluent from this works to meet standards.
- Cranleigh** The works is overloaded to the extent that the microstrainers are not able to provide adequate tertiary treatment during periods of peak flow.
- Kennington** The flow from Kennington is to be transferred to Oxford and the works will be closed down during this year.
- Leatherhead** Work is in progress with extensions to deal with the present overloaded situation and eventually the flow from Bookham. The distributors are erratic in operation and have stopped on a number of occasions.
- Lightwater** The poor performance of this works with respect to ammoniacal nitrogen was due to an isolated, untraced trade waste discharge affecting nitrification.
- Wisley** Operational problems with recirculation adversely affected the action of the distributors, resulting in poor performance over a short period.



# Thermoplastic pipes, including glass fibre reinforced polyester

## Experiences laying plastic pipelines on the seabed by Civil Engineer Oivind Johansen

Ostlandskonsult A/S, Fredrikstad, Norway, Consulting Engineers

### 1 Introduction

This paper deals mainly with the application of submarine thermoplastic pipelines in Norway, as in this field Norwegian experience may be of special interest.

In Norway, the use of submarine pipelines in water supply and sewerage systems has increased radically over the last 15-20 years. This is due to:

- an increasing need for the intake and conveyance of drinking water and collection and disposal of sewage.
- the topography with many rivers, lakes and fjords splitting the mainland. Along the long coastline are a number of island communities which depend on water supply from the mainland.
- the development, design and production of thermoplastic pipes has made it much easier to construct pipelines compared to earlier times when rigid pipes of cast iron, asbestos-cement, concrete and wood had to be used.

Polyethylene of high density (HDPE) is very dominant among the plastics in Norwegian Submarine pipelines. This will be discussed in more detail later.

The most common type of submarine pipeline and of which most experience has been gained in Norway, is in outfalls for sewage. In order to reduce pollution problems and the aesthetic disadvantages of surface outfalls, many HDPE outfall pipelines were constructed in the period 1965-1970. The outlet depths were 20-40 m.

This improved the dilution compared to surface outfalls, and contributed to the utilisation of the self-purifying ability of the receiving waters far better. However, many operational problems occurred on the outfall pipelines. Investigations showed that about 25% of the outfall pipes suffered damage such as breakage and blockage or they floated above the sea bed due to air pockets in the pipeline. The operational problems arose mainly because the outfall pipes conveyed raw sewage.

However, this paper is concerned primarily with water supply. The reason for mentioning the sewage pipes is that the problems which occurred on the outfalls 10-15 years ago in Norway, led to research projects being financed by the authorities to investigate these problems. A series of projects has been conducted, and has spread interest and knowledge not only about pipelines as outfalls, but also other types of submarine pipelines. In addition to the research projects mentioned a number of courses on submarine pipelines have been held in Norway in the period 1970-1980. The knowledge the research projects and courses have given to designers, contractors and owners of such pipelines, has helped to ensure that pipelines laid in Norway today are kept to a very high standard.

Today there is both the equipment and know-how to make it possible to lay pipes with diameters of more than 1000 mm in deep water. However, the degree of difficulty increases with increase of pipe diameter and with increase of depth.

A diameter of more than 1200 mm is rarely required and few of the existing pipelines lie at greater depths than 50-60 m.

### 2 Factors which influence the choice of pipe material

The most important factors which have to be considered when comparing different types of pipes for submarine works are:

- *Purchase, transport and handling costs for the pipes*  
Size of the pipe together with the site conditions are important factors. High-pressure polyethylene pipes of large diameter are expensive compared to alternative pipe materials.
- *The extent of submarine work*  
Submarine work is expensive. Pipes which are produced in long lengths or which can be fitted together with strong tensile joints on land in such a way that pipeline sections can be submerged simultaneously, are therefore often preferable to pipes which have to be submerged section-by-section and jointed under water.

In this respect polyethylene pipes (HDPE) are usually superior to the competitors. When adding up the costs of construction work and purchase of the pipes, the result is mostly in favour of polyethylene pipes.

- *Strength and flexibility*  
A submarine pipeline is subjected to both wave and current forces before, during and after being submerged, and in the submersion phase high bending stresses may arise. Flexible and light HDPE pipes are preferable to rigid and heavier pipes.

The bed on which the pipelines are laid is often uneven. HDPE pipes which to a certain extent can adapt to the shape of the bottom profile, will therefore have advantages compared to rigid pipes, which for longer stretches may lie without bottom contact. On the other hand, the pipe has to be strong enough to withstand stresses due to earth loads and internal and external hydraulic pressures.

- *Corrosion resistance in water*

Plastics are generally influenced very little by corrosion, and have good chemical resistance. If the plastic is likely to come in contact with aggressive chemicals (for example in industrial water), the resistance should be discussed with the manufacturer of the material.

### 3 Plastic pipes

#### 3.1 Types and qualities. Properties of materials.

There are many different types of plastics with varying properties and qualities. The ones most currently used in submarine pipelines have valuable properties such as great flexibility and great short-term solidity (very important in the phases before and during the submersion of the pipeline). In addition they can be produced and transported in long lengths without joints. Plastics are usually produced through polymerization of simple organic matter. In this process long chain molecules

are formed. These molecules can either be mutually free or linked together with cross-connections. Plastics without cross-connections between the molecules melt when heated and are called *thermoplastics*. Plastics having cross-connections disintegrate before melting and are called *thermosetting*.

*Polyethylene* and *polyvinyl-chloride* are the best known thermoplastics. *Glassfibre reinforced polyester* is the most current thermosetting type.

These names are usually shortened, and we write *PE* for polyethylene, *PVC* for polyvinyl-chloride and *GRP* for glassfibre reinforced polyester.

Polyethylene produced with low density is called *LDPE*, and with high density *HDPE*.

*LDPE* pipes are the most common for systems on land with small diameters (less than 100 mm). They are produced in long lengths and are transported on drums.

*HDPE* pipes are more common for larger diameters (from 60 to 1600 mm today). Long lengths of *HDPE* pipes are often towed to the site by boat. There are also mobile pipe factories which can produce the length required on-site. *HDPE* is without comparison the most common material used for submarine pipelines in Norway. At least 90% of all such pipelines are made of *HDPE*. The diameters are usually from 150 mm to 1000 mm.

*PVC* pipes are more rigid and more thin-walled than *PE* pipes. They are usually produced in lengths of 6 m in diameters from 40 to 400 mm. *PVC* pipes are mostly used on land.

*GRP* pipes are also rigid compared to *PE* pipes. These pipes are commonly produced in diameters from 400 to 2000 mm. The pipe is competitive for diameters of 800 mm and above.

**Table 1 contains data on the various types of plastics.**

	Abbreviation	Density	Tensile Strength <sup>2</sup>	Modulus of elasticity <sup>2</sup>	Pipe diameter
		kp/m <sup>3</sup>	Short-term values kp/cm <sup>2</sup>	Short-term values kp/cm <sup>2</sup>	mm
Polyethylene	LDPE	910-930	100 (39) <sup>1</sup>	1,500 (500) <sup>1</sup>	16-200
Polyethylene	HDPE	940-965	200 (65) <sup>1</sup>	9,000 (1,000) <sup>1</sup>	60-1,600
Polyvinyl-chloride	PVC	1,400	500 (250) <sup>1</sup>	30,000 (10,000) <sup>1</sup>	40-400
Glassfibre reinforced polyester <sup>3</sup>	GRP	1,700	ca. 1,000	ca. 90,000 (40,000) <sup>1</sup>	400-2,000

1. The numbers in parentheses are long-term values, based on a burst after 50 years.
2. The values refer to 20°C.
3. The values are dependent on the composition of the pipe materials.

There are other types of plastic pipes than those mentioned in the table, for example polypropylene (PP) and polybutylene (PB). These pipes are not commonly used in submarine works and will not be discussed further.

Most of the materials used for construction have elastic or near-elastic properties. This means that the relationship between stress and strain is linear up to a certain stress level and independent of the stress duration, i.e. that Hooke's law applies. After relieving the stress the material will regain its original shape. This does not apply to plastic materials, because the strain is not proportional to the stress and also because it is dependent on the stress duration. Another very important property is that the plastic under stress obtains a *permanent* deformation. This deformation is dependent on the temperature as well as the duration and magnitude of the stress. This plastic property leads to the fact that, when continually stressed, the pipe will burst after a certain time. This time is, of course, very dependent on the magnitude of the stress.

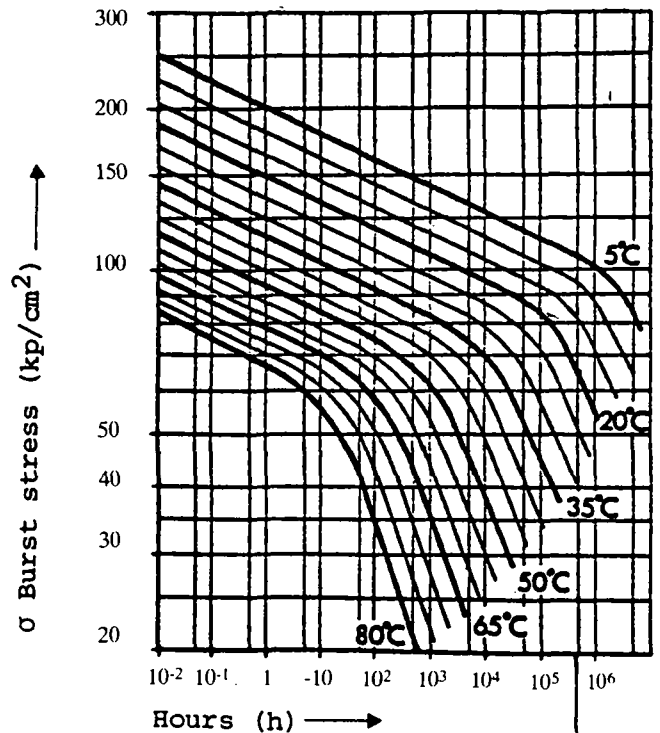


Fig. 1: Stress-time curves for HDPE pipes. Material Hostalen GM 5000.

Fig. 1 shows that the required lifetime of the pipeline directly determines the allowable long-term stress. Plastic pipelines are usually designed to last 50 years. *PE* pipes are usually produced for standard working pressures of 2.5, 4, 6 and 10 kp/cm<sup>2</sup>. *PVC* pipes are made for 4, 6 and 10 kp/cm<sup>2</sup> and *GRP* pipes for 2.5, 6, 10 and 16 kp/cm<sup>2</sup>.

Plastic materials are, as mentioned earlier, preferable to others in submarine pipelines because they are flexible and they allow bending within certain limits. As a rule the least permanent radius of curvature is 300D (diameter) for *PVC*, 300D for *GRP*, 120D for *HDPE* and 30D for *LDPE*.

If a plastic pipe is stressed longitudinally close to the permissible stress, it will still stand extra load, e.g. due to bending stress. This is because plastic has the property that stress in the material will decrease in the course of time if the strain does not increase. This property is shown in Fig. 2.

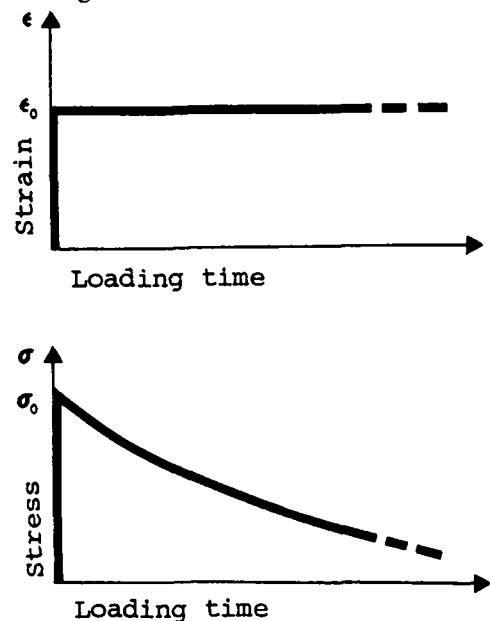


Fig. 2. Stress relaxation when the strain is kept constant.

This phenomenon is of great importance and is explained in Fig. 3 by the fact that the E-modulus decreases with time.

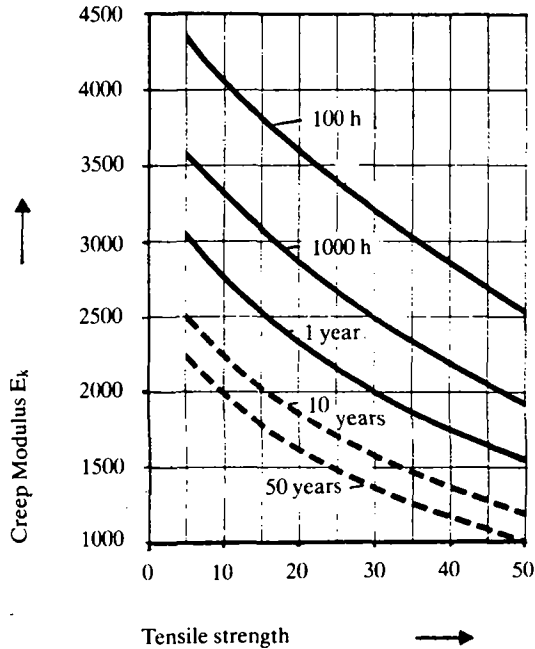


Fig. 3. Relationship between  $E_k$  and tensile stress with time as parameter for HDPE pipe at 20°C.

The figure shows that the E-modulus also depends on the dimension of the stress. In addition it is dependent on the temperature.

Hooke's law,  $\sigma = \epsilon \cdot E$ , does not really apply to plastics because of their special elastic properties. But it is nevertheless required to use mechanics formulae when designing plastic pipes. To indicate that the E-modulus is not constant, it is called the creep modulus  $E_k$ .

From Fig. 3 it can be seen that  $E_k$  equals about 1000  $\text{kp/cm}^2$  after a load of 50 years at 50  $\text{kp/cm}^2$ . From Table 1,  $E_k$  at short-term loading (i.e. 3 min.) was 900  $\text{kp/cm}^2$ . This means that the deformation in plastic construction after 50 years of constant stress is 9 times as great as the deformation occurring during short-term loading.

Even if plastic pipes, and HDPE in particular have a good range of favourable properties for submarine pipelines, it is obvious that the different stress conditions have to be calculated carefully, and the material properties that follow from both the tables and the figures have to be taken into account.

### 3.2 Methods of jointing plastic pipes

When comparing different pipe materials for use in submarine systems it is important that the jointing methods for different pipes are considered. This paper therefore includes a short description of the methods used in Norway on the different types of plastic pipes.

HDPE pipes can be delivered at the site in lengths of several hundred metres, towed by boat. Fewer joints are preferable as this normally simplifies the submarine work. However, it is sometimes more practical to transport the pipes in shorter lengths and joint them on site. These joints must take tensile forces. There are different methods of jointing HDPE pipes:

- **Welding:** The pipe ends are heated before being pressed together under a certain pressure. The success of the welding depends on weather conditions, heating, time and pressure. The work should only be done by specialists (skilled workers). The welding factor varies usually from 0.6-0.9. Unfavourable welding conditions, however, could result in very low welding factors.

- **Flanged joints:** A HDPE collar is welded on to the pipe in the factory as an anchor for a loose pipe flange with holes for bolts.

Two pipe ends with such flanges can be jointed by means of bolts. In joints between a submarine pipeline and a cast flanged pipe, there has sometimes occurred damage in the plastic material at the joint. The reason is often due to subsidence of the ground below the pipe. In some cases, however, the damage is caused by the assembly work itself which has not been carried out properly. Due to distortions the centre line of the pipeline does not coincide with the centre line of the cast pipe. To compensate for these distortions, the nuts on the flanged joint are tightened up so hard that the HDPE pipe is forced into position. This is possible because of the elastic properties of the material. This action, however, puts very big stresses on the HDPE pipe collar which can lead to bursts in the plastic material after a short time.

An improvement of the flanged joint, which can transfer such bending/tensile stresses to a longer part of the pipe, is shown dotted on Fig. 4. Loose pipe flanges are welded to a "guide pipe" which lies outside the HDPE pipe in 1-2 metres lengths.

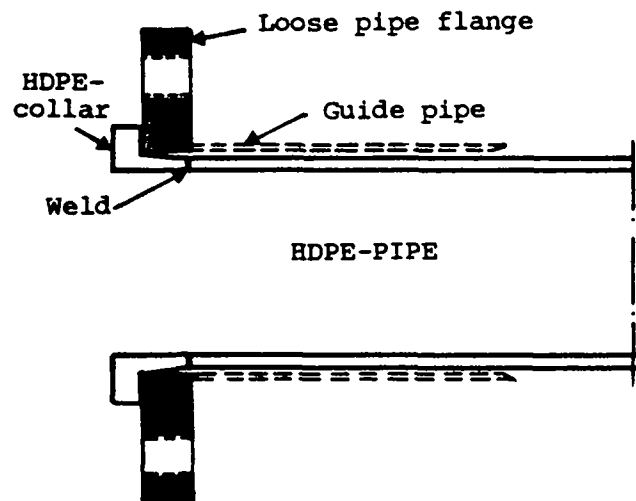


Fig. 4: Flanged joint for a HDPE pipe. Guide pipe shown dotted.

- **Flexible joints:** Occasionally an angular change on the pipeline is needed which cannot be achieved by bending the pipe. In such cases a flexible rubber joint can be used which consists of a rubber bellows fastened to flanged rings as shown in Fig. 5.

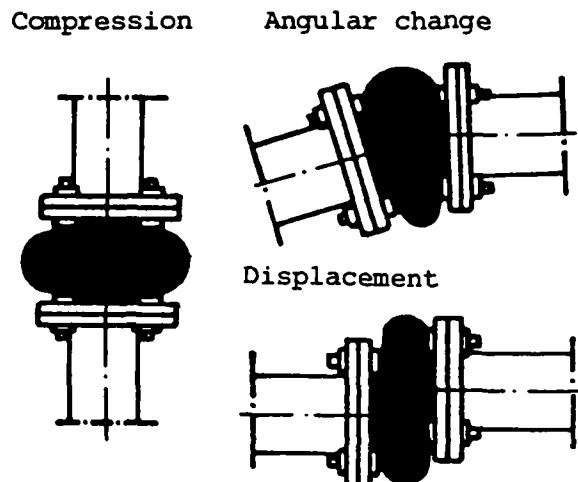


Fig. 5: Example of use of flexible rubber joints.

Such flexible rubber joints can also be used to compensate for the distortions and subsidence of the ground mentioned earlier. The rubber bellows must then be protected against the load from the backfill. A rubber joint cannot be jointed to the pipeline before submersion without special provisions for relief from tension. Flexible rubber joints are rather expensive and are found in dimensions up to ca. 1400 mm.

PVC pipes are produced in lengths of 6 metres with spigot and socket joints. Strong tensile joints can be achieved by "glueing". The glue, which is applied both to the socket and the spigot, "dissolves" the plastic. After jointing the plastic in the socket and spigot are welded together and will, after hardening, create a strong tensile joint. This work has to be done by experts.

The jointing of GRP pipes is normally done on site by means of glassfibre and polyester in a butt-strap joint. Flanges can also be cast on the pipes at the factory, so that they can be bolted together. The flexible joint shown in Fig. 5 can also be used for GRP pipes.

PVC and GRP have the advantage over HDPE pipe that the purchase price is normally less. The disadvantage of these two types of pipe material compared to HDPE is that the rigidity is higher. Due to this, work in the field is often more complicated when using PVC and GRP, and this can strongly affect total costs for the project.

### 3.3 NKT pipes

During the last couple of years, armoured polyethylene pipes (NKT pipes) have been applied in Norway in work where the demands on the strength of the pipe are very high. Fig. 6 shows the construction of this pipe.

The pipe is constructed as a cable, but the core material is replaced by HDPE pipe. The pipes are delivered in sizes from ca. 100 to ca. 200 mm internal diameter and they can withstand working pressures from 35 to 70 kP/cm<sup>2</sup> and very high tensile forces. The pipe is flexible (as a cable) and can be stored on a drum on a special pipelaying vessel. It is laid directly from the drum. The rate of laying is 2-3 km/hour which is very high compared to what is normal with HDPE pipes.

NKT pipes do not need any additional load in order to lie stable on the bottom even if the pipe is completely filled with air.

The NKT pipes are far more expensive than HDPE pipes, but this can be compensated for in special projects by the quality and safety which NKT pipes can offer.

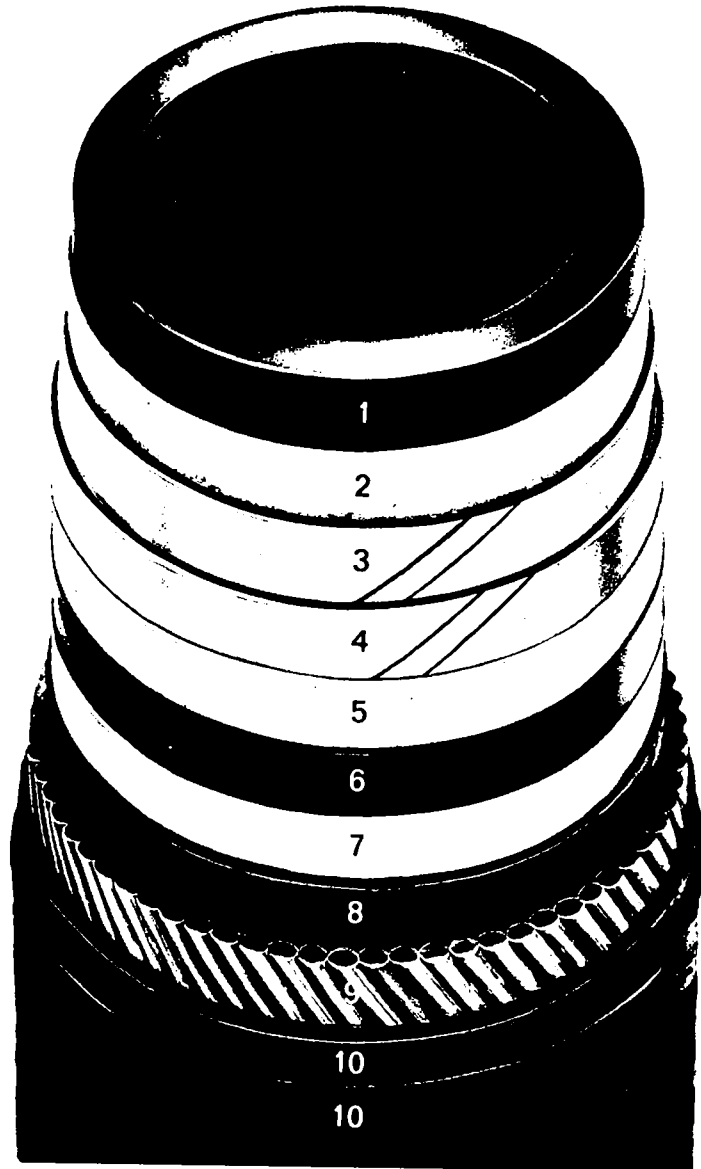
## 4 Designing submarine pipelines

### 4.1 Stress during submersion

A HDPE pipe is submerged by releasing air through one of the ends whilst filling up the pipe with water from the other (Fig. 7)

By correct controlling and regulating of the outlet of air, the pipeline is submerged at a controlled speed without damage.

An incorrect submersion procedure can lead to the collapse or a buckling of the pipeline. This applies especially to low pressure pipes, but high pressure pipes can also be damaged when submerged. Even if the pipe has been excessively stressed during submersion this may not be visible on the pipe afterwards. It is therefore very important that the radii of curvature of the pipeline during submersion are controlled. Then it can be ensured that the corresponding values of the bending stresses do not exceed the permitted short-term values.



#### Construction:

- |                                       |                                  |
|---------------------------------------|----------------------------------|
| 1. Polyethylene lining                | 6. Adhesive plastic tape         |
| 2. Cotton tape                        | 7. Cotton tape                   |
| 3. Galvanized steel tape              | 8. Impregnated jute and asphalt  |
| 4. Galvanized steel tape with asphalt | 9. Galvanized steel wires        |
| 5. Cotton tape                        | 10. Impregnated jute and asphalt |

Fig. 6: Construction of a NKT pipe.

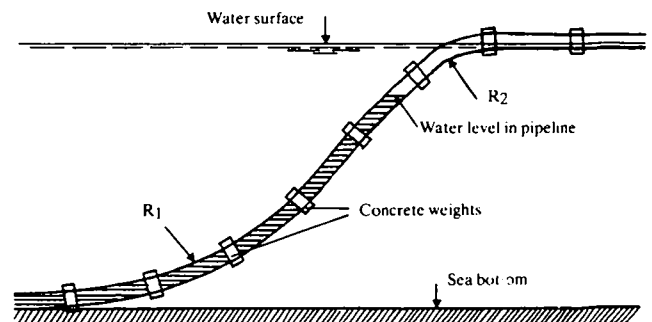


Fig. 7: Submersion of a HDPE pipeline

## 4.2 Buoyancy force caused by collection of air and forces from current and waves

### 4.2.1 Air

Air and sometimes gas occur in submarine pipelines. As the water in the pipeline is displaced, the buoyancy can be so strong that some parts of the pipeline could rise. Plastic pipes are most at risk due to their light weight. In Norway there have been many breakdowns, especially with sewage pipelines. When such pipelines are designed, today it is endeavoured to avoid inverts on the pipelines because such parts are especially exposed to air/gas collection. However, it is not always possible to avoid inverts. In such cases extra weights are used on the highest parts, and in addition it is tried to obtain water velocities in the pipeline of at least 0.8-1.0 m/sec. Experience has shown that these velocities will prevent air/gas from collecting at inverts.

Fig. 8 shows the necessary weights to keep HDPE pipelines on the bottom and how they are dependent on both the diameter of the pipes and on the percentage of airfill ("airfilling degree") in the pipes. Usually the size of the weight is calculated so as to prevent the pipeline from floating to the surface before more than 25% of the volume is filled with air. On steep gradients it is possible to reduce the size of the weights, whilst parts which are laid on high spots on the sea bed where air can assemble – are normally loaded more.

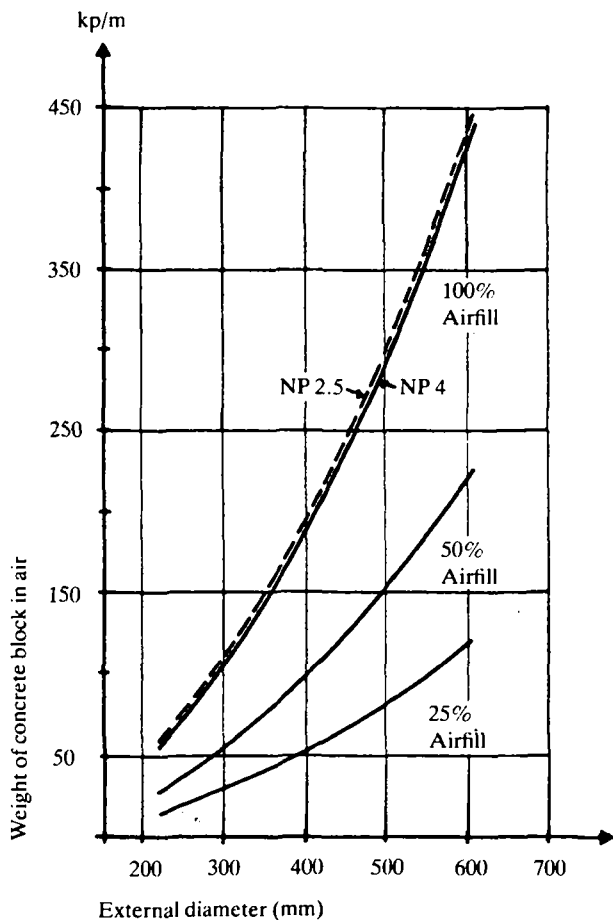


Fig 8: Diagram for loading HDPE pipeline NP 4 against air filling. The weight given is in air for concrete weights with density 2.4 tons/m<sup>3</sup>. The density of the recipient water is 1.025 tons/m<sup>3</sup>. The density of the HDPE pipe is 0.960 tons/m<sup>3</sup>.

### 4.2.2 Currents and waves

Forces from currents and waves are at work on submarine pipes both during submersion as well as after they are laid.

Current forces can be considerable, especially in rivers. Forces from a steady current at right angles to a pipeline (as shown in Fig. 9) can be divided into a drag force  $F_D$  parallel to the seabed in the direction of the current, and a lifting force  $F_L$  at right angles to the other force and directed upwards.

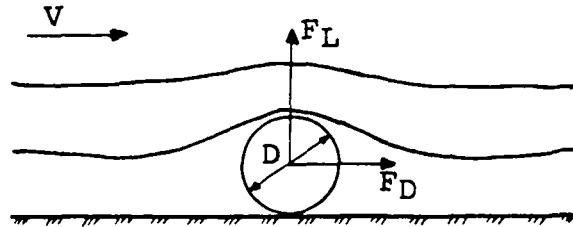


Fig. 9: Forces on a pipeline on the sea bed caused by current motion at right angles to the pipeline.

For wave motion the calculations are more complicated because the water particles oscillate and follow a more or less elliptical shaped path depending on the water depth. However, waves also create drag and lift forces with the same nature as the current forces described previously. In addition, waves cause an acceleration (inertial) force because of the oscillating movement of the water. This force is at its peak value when acceleration is highest, that is when velocity is zero. The inertial force is therefore out of phase with the drag and lift forces.

In protected areas the waves will primarily cause forces on a pipeline in the shallow water region – depths from 0-10 m. in the zone of wave-breaking the forces will be especially high. It is normal therefore to bury the pipes in the sediment of the sea bed where the water depth is less than 3-5 m.

When designing loads on submarine pipelines one has to calculate the combined effect of possible buoyant forces caused by local air collections and forces due to current and waves.

### 4.2.3 Different types of weights and methods of anchoring

PE, PVC and GRP pipes, when used for submarine pipelines, have to be loaded with weights in order to be kept stable on the bottom when buoyancy forces and forces from currents and waves affect them. The density of PE is less than 1.0 kp/dm<sup>3</sup> which means that these pipes cannot be submerged without extra weights. The most common type of weight used for PE pipes is made of concrete. Each weight consists of two halves which are bolted together around the pipe at a spacing of 2-5 m. Fig. 10 shows a sketch of this type of weight.

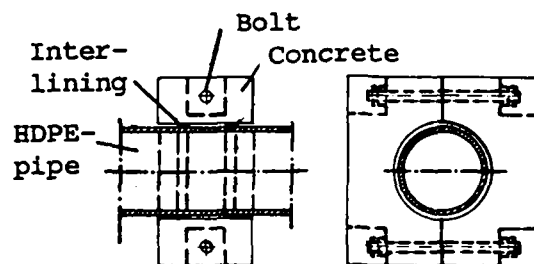


Fig. 10: Concrete weight used for loading. Mounted before submersion.

This type of weight is usually mounted on the pipeline before submersion, and fastened securely so that they do not slide during laying. Occasionally additional weights are needed after submersion, and Fig. 11 shows a type for this purpose. it is in use on all types of pipes.

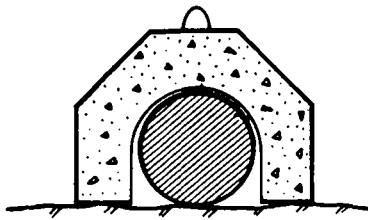


Fig. 11: Concrete weight used for loading. Mounted after submersion.

Both types of weight are used when the pipeline must lie on the bottom all the way. Occasionally the pipeline is required to float above the bottom. For example, in order to avoid obstacles on the bottom or to raise intakes or outlets above the bottom. It is not recommended to use the weights shown in such cases as they could create heavy spot loads on the pipeline. Instead arrangements of the type shown in Fig. 12 are often constructed. The pipeline in this situation is held up by the buoyant forces in attached floats. The line of the pipeline is maintained by means of ropes or chains which connect the pipeline with anchors at the bottom. Height and position can then easily be changed by regulating the length of the rope or chains. Such arrangements are easily damaged by heavy anchors, fishing equipment etc. Therefore the spot has to be properly marked. It is also necessary to forbid anchoring and fishing in the area around such a pipeline. Marine growth on the pipeline, ropes and floats can be heavy, especially in the sea in shallow water. This must be taken into account when the anchoring system is designed, because it can increase the load and attacking area for waves and current.

Through time many different types of weights have been used for loading. In Ref. 1 some of these are shown.

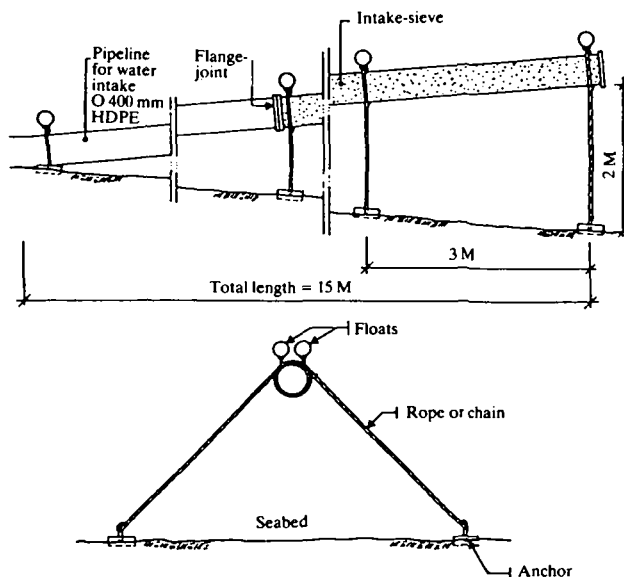


Fig 12: Example of a floating pipeline for fresh water intake.

### 4.3 Earth load. Internal and external hydraulic pressure

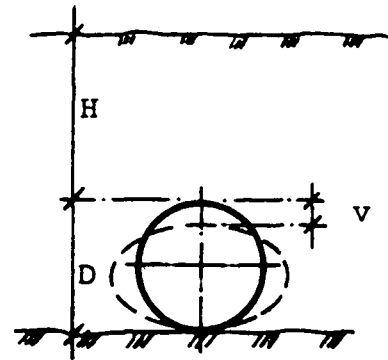


Fig. 13 Earth load acting on a flexible pipe.



Fig. 14: Pipe exposed to internal hydraulic overpressure.

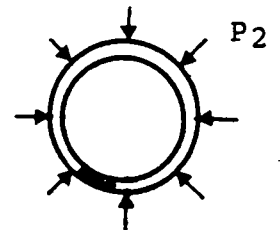


Fig. 15: Pipe exposed to external hydraulic overpressure.

In addition to the stress factors mentioned in 4.1 and 4.2, the pipe must be strong enough to withstand earth loads, internal and external pressures as shown in Fig. 13, 14 and 15 above.

These different load situations do not normally appear separately. In practice there is often a combination of loads from backfill as shown in Fig. 13 and stress from internal overpressure as shown in Fig. 14. A far more dangerous situation will occur if the earth load is combined with external overpressure (or an internal underpressure). Today there are formulae which help in the design of plastic pipes for different combinations of loads. This is in itself a large subject and outside the scope of this paper. It must suffice simply to indicate some of the factors which must be taken into account when designing plastic pipelines.

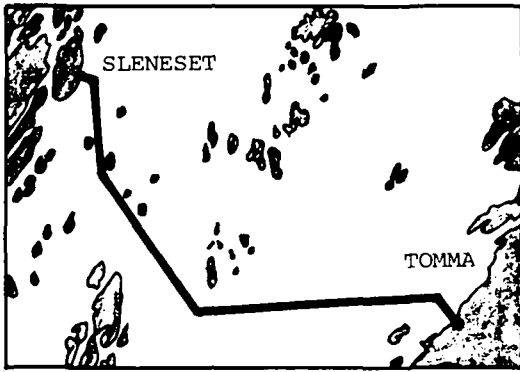
### 5 Examples of subaqueous pipelines in Norway

Fig. 16 is a map of 4 places in Northern Norway where islands get fresh water from the mainland via submarine pipelines. The figures also include longitudinal sections for the pipelines.

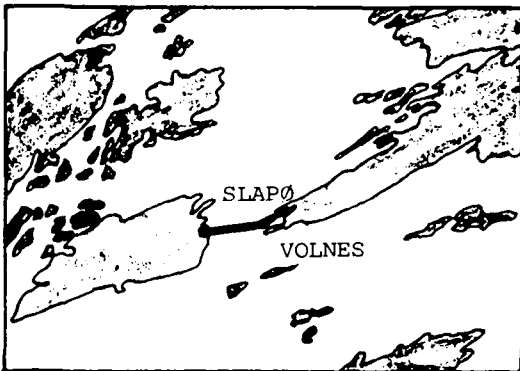
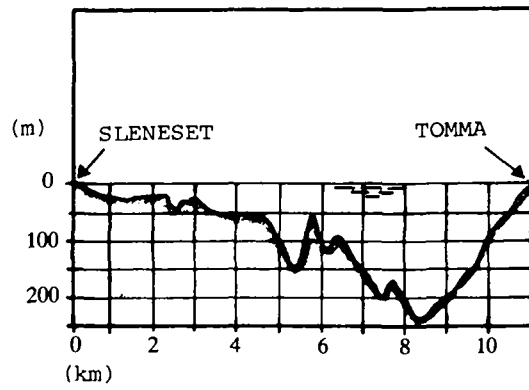
Even though most of the water works are smaller and simpler than those shown on the figures the need for such complicated pipelines will increase in the years to come. In order to maintain the settlements on the many islands along the coast of Norway it is necessary to have safe and first class water supply. In some places this is not possible without laying pipes similar to the types shown on the figures.

Before any decision concerning the pipeline location is taken, it is necessary to evaluate different alternatives. In the 4 cases shown in Fig. 16 the sea bed was mapped beforehand by using a precision echosounder and electronic position equipment (Motorola). All "landtakes" were also investigated by divers.

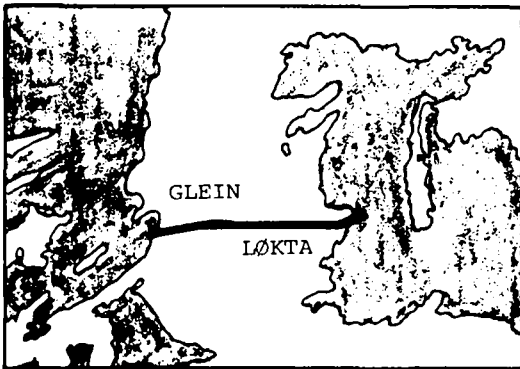
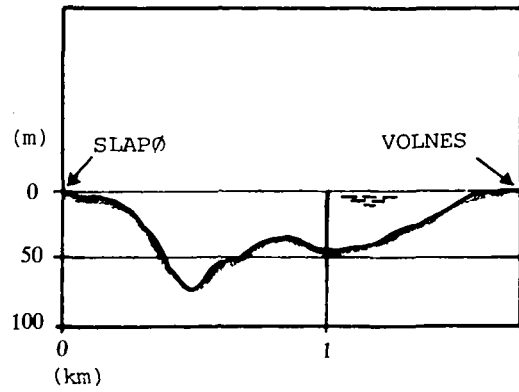
The existing maps are not good enough in general to be used for the final location for a submarine pipeline. Additional investigations with divers are always needed. Occasionally, as in the examples shown, it is necessary also to make special hydrographic maps.



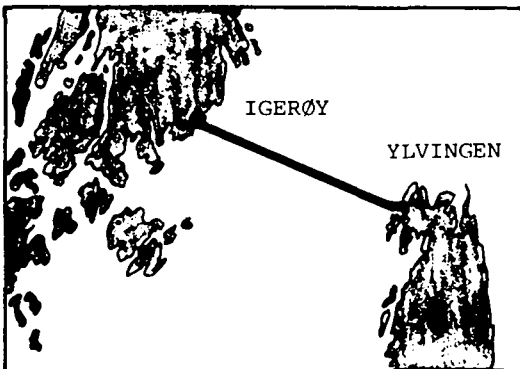
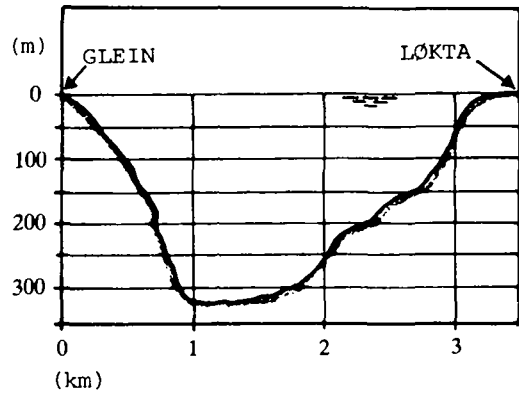
Example from Lurøy.



Example from Dønna.



Example from Dønna.



Example from Vega.

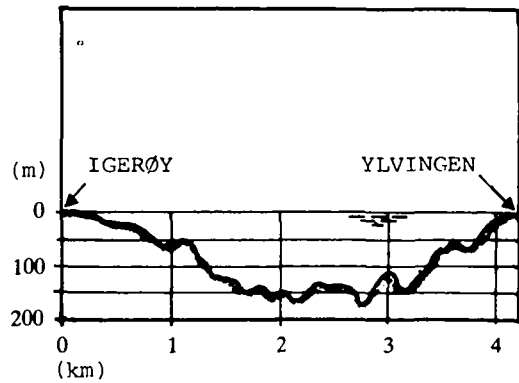


Fig. 16 Examples from 4 places in Northern Norway where islands communities get fresh water via submarine pipelines.

## 6 References

1. Ø. Johansen og P. Liseth, PRA 3: "Bygging Og Drift Av Dyputslipp" Prosjektkomiteen for rensing av avløpsvann. Oslo 1975.
2. Lars E. Janson, "Plastrør I Va-Teknikken" Stockholm 1971.
3. Jan Molin, "Dimensjoneringsprinsiper För Plaströr I Jord" Publikasjon VAV P 16, januar 1971.
4. Thor Meland, "Dimensjonering Av Fleksible Rør - I senkefasen Og I drift" NIF-kurs: VA-ledninger under vann, Trondheim, mars 1979.
5. Wiik og Høglund, Div. Forenede Plast A/S, Produktkatalog.
6. Øivind Johansen, "Materialvurderinger" NIF-kurs: VA-ledninger under vann, Trondheim, mars 1979.
7. Øivind Johansen, "Eksempel På Undervannsledningsprosjekter" NIF-kurs: VA-ledninger under vann, Trondheim, mars 1979.



## Subject 5

# Peak demands — results of the German research programme

by Dr H. Tessorff

Berliner Wasserwerk, Germany

The problems of peak consumption and peak demand have been discussed several times already in the congress sessions of the International Water Supply Association. Reports were presented on "Problems of Peak Demand and Remedial Measures" at the 9th Congress in 1972 in New York and "Early Experiences in Monitoring Peak Loads" at the 10th Congress in 1974 in Brighton.

The reason for dealing now, for the third time, with the matter of peak demands and the results of monitoring peak loads is that a technically and economically optimised dimensioning of the water distribution system is of considerable importance to waterworks. Normally, the major assets of waterworks are buried underground and minimising investments costs by optimising pipe networks requires knowledge of water demand with the peak values, their duration and the relationship with demand influencing factors.

At the New York Congress in 1972 it was shown how important this problem was to utilities and how essential it was to clarify thoroughly the relevant terms in use and to stimulate joint efforts at compiling, by field measurements as well as by operational observations, the data and knowledge required for optimum rating, in both technical and economic terms, of water distribution systems.

This impetus has had some effect and there have been research and measuring programmes in several countries in the last eight years. In addition to the programme in Germany, there have been widespread measurements made in the Netherlands and in Switzerland, in order to gain better knowledge of peak demands and the basic values for rating pipelines.

The measuring programme in the Netherlands considered 24 parameters which influence peak demand and their influence has been analysed in detail by successive linear regression analysis. In Switzerland field measurements have been directed to samples of representative objects, with the aim of checking dimensioning criteria. As far as is known the results are somewhat different from those obtained in Germany, but perhaps more will be heard about this point during discussion.

Although these measuring programmes have led already to valuable results, this is only a beginning. Measurements and research must be continued to complement the data material, to eliminate possible contradictions in the results and to develop soundly based proposals for the dimensioning of pipelines which can be equally accepted by several countries within a region.

This report is confined to results achieved in the first part of the monitoring and research programme run in Germany from 1972 to 1976.

The basic principles of the hydraulic analysis of pipes and pipe networks are well known and it is no problem to analyse and plan large networks with the aid of modern data processing equipment and sophisticated methods to any degree of accuracy wanted—if the hydraulic design criteria are fixed and well known. But this was not the case until recently. For the input of these design fundamentals, i.e. the distribution, duration and magnitude of peak loads, one has had to rely on experience and guesswork. In most cases the rating of the distribution network is based on the annual peak factor of the hourly demand. But the

value of this peak factor depends on the extent of the network and it is not suitable to use the same peak factor for all parts of the network, but rather to introduce different basic time intervals for different kinds of pipelines, as was suggested at the New York Congress.

Therefore, in Germany a flow-hydrograph measuring programme was launched with the aim of obtaining more reliable pipeline dimensioning data which are based on peak load values and the dependence of the various parameters influencing them. The first part of this programme has been finished now; it was supported and financed by some 50 waterworks in the Federal Republic of Germany and West Berlin and by the competent Government Ministry. The first part of the programme was confined to connections to luxury buildings housing one or more families in select residential areas, but it will be continued in the next few years and extended to other objects and network areas.

Confinement to residential buildings and areas in the first instance was justified on the grounds that conditions are easier to supervise and because, as a rule, domestic water use plays a bigger part in grid design than commercial and industrial consumption. According to German statistics, the annual peak factor of hourly water delivery grows with the growing share of domestic consumption. Furthermore it can be assumed that the measured consumption in luxury multi-family houses will be the upper limit of future water demand and, therefore, will yield reliable data for dimensioning service connections and water meters in domestic areas. Water consumption in houses less well equipped is likely to rise to this level in the future.

Domestic water consumption in Germany, expressed in litres per capita per day, increased from 85 in 1950 to 107 in 1965 and further to 142 in 1976, this curve becoming less steep with the higher values and tending to a certain saturation. In other countries these values for specific domestic consumption are even higher and it can be said generally that this increase in past years was caused primarily by the raising of living standards, in combination with improved sanitary equipment. This is shown by the fact that in Germany in 1960 only 52% of all dwellings were equipped with a private bath, this share in 1972 having increased to 82%, while the number of inhabitants within a house had been decreasing. In 1972 the average number of inhabitants connected to one service line was 7.39; it was only 7.03 in 1975. So living standards and the magnitude of domestic water consumption could be assumed to reach those levels in the future that were covered by the measuring programme.

A detailed report was presented to the Congress in Brighton in 1974 on the structure of the measuring programme, the instruments and equipment used and the means of evaluating the results. Therefore, it is proposed to present only a brief reminder of the main features of the programme.

The monitoring was carried out on a decentralised basis in a number of places. The evaluation and processing of the results was carried out centrally by means of data processing equipment.

The measuring instrument consisted essentially of an

annular piston water meter fitted with a direct current measuring generator. This produced a d.c. voltage proportional to the speed of rotation of the annular piston. The hydrograph was recorded by a continuous line recorder with a speed of 120mm/h. The supply pressure was checked by means of an additional manograph, but the influence of pressure on peak load values has not yet been evaluated within the scope of the first part of the research programme. An electronic chart scanner converted the analogue values of the hydrograph strip chart into digital values. The scanning interval for the chart reading unit was fixed at 0,4mm, which puts the limit of accuracy of the flow interval at 15 seconds. Measured values were transposed in normal telex code on to perforated tapes. The data from the questionnaire related to each measurement point were put on to punched cards. This questionnaire comprised within 8 data groups all the data and parameters connected with the site measured which could influence the peak demand in its magnitude and distribution in the course of time. Such parameters include population density, social composition, affluence and living standards, the extent of water consuming equipment, meteorological conditions and many others. All the data necessary for further evaluation could be processed centrally in a data processing installation.

It was reported previously that the magnitude of the peak load value varies dependent on the length of the basic time interval, within which peak flow values of short duration may not be determined. These peak load values, being constant within the basic time interval, are adopted as dimensioning data. Previous reports have been given also about the difference between the flow hydrograph and the load hydrograph derived from it.

In measuring the characteristic data of consumption, it is technically practicable to measure the load hydrograph directly, using a water meter with an electronic flow donator in the impulse-frequency mode and an impulse-assembling-unit for the pre-chosen basic time interval. With this equipment the assembled impulse number is the load value as the median value of flow within the basic time interval. The length of the interval must be chosen beforehand. This method of recording has been used in other countries. With the measuring programme in Germany the other method was used in order to analyse basic time intervals of different lengths. So the flow hydrograph with its peak flow values of short duration was recorded and it was left to central evaluation to perform the integration with cutting off the peaks within the basic time interval.

By evaluating the load-duration curves for different basic time intervals it could be shown how their peak load values, in duration and magnitude, are related to the length of time. Whilst the peak load factor, being the ratio of the peak load value to the median load value, reached about 6 for a basic time interval of one hour, it climbed to 18 and even to 22 for a basic time interval of two minutes and one second respectively. This means that the peak load in 1/s for short time-intervals is some 3 to 4 times the magnitude of the one-hour peak load, this being an important point for the economic design of pipelines.

It must be realised, however, that considering the technical limitations of the chart scanning equipment, the peak flow values of very short duration had to be excluded and the maximum value of peak loads was defined as that with a duration of about 20 seconds.

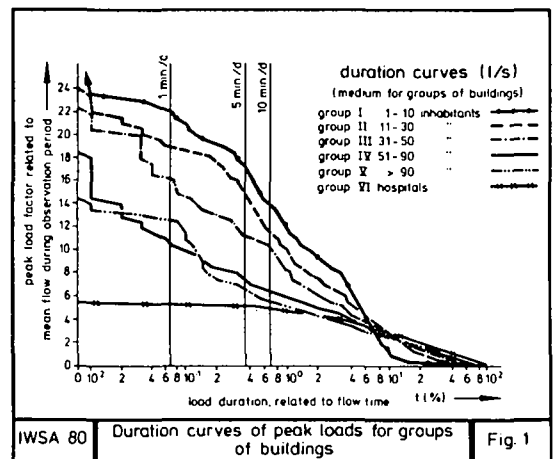
The main part of the measuring programme was preceded by extensive research and training in order to eliminate difficulties with the monitoring and evaluation equipment, the taking of measurements and in order to gain maximum experience. The main programme itself comprised 69 buildings of different sizes, ranging from 2 to 254 inhabitants and from 1 to 72 lodgings per building and located all over the Federal Republic of Germany and Berlin (West). Each building was monitored for an average period of 20 days. Care was taken that the choice of

suitable buildings, the gathering of relevant criteria and the measuring and recording work was done everywhere on the basis of standard procedures and principles.

Because the main objective of the research programme was to analyse peak demand, the evaluation of data was directed mainly to the relationship of peak load values to the different influencing parameters and with the load duration. For the sake of better comparison with other results, based mainly on mean daily consumption, and a tendency to depend on the various influencing parameters, additionally the mean daily consumption per capita was analysed. All correlations were calculated by the method of linear regression analysis to obtain the mean straight line.

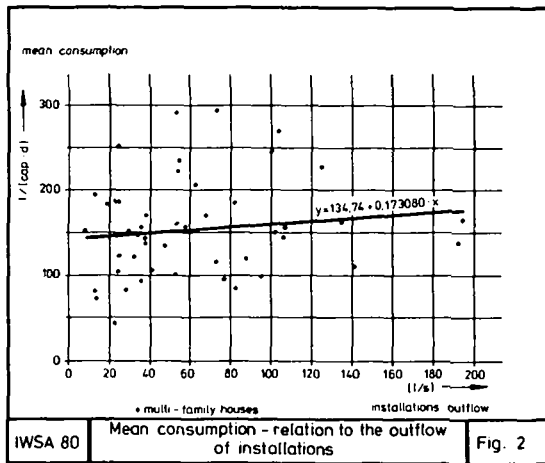
The 69 buildings considered in the main evaluation programme comprised 51 multi-family houses and 18 one-family houses. A total of 197 strip charts, each for a seven day period, were evaluated. Therefore it can be assumed that within the relatively long period, rarely occurring peak values of consumption were picked up.

The buildings, differing in size and number of inhabitants, were grouped together. For each of the 5 groups the duration curves of the peak loads were averaged for all buildings within the group and the results are shown in Figure 1. The peak load factor, as the ratio between the peak load value and the mean load value, has been drawn against the load duration, related to the flow period. The peak load factor was confined to 24 by the computer programme but this value was shown to be sufficient for this research programme. The load duration of 1 min, 5 min and 10 min per day has been indicated on the graph and it can be seen clearly that the peak load factor diminishes with extending load duration and also with the size of the building. With a growing number of inhabitants the basic water consumption and therefore the mean value grow too, resulting in a reduction of the peak load factor.

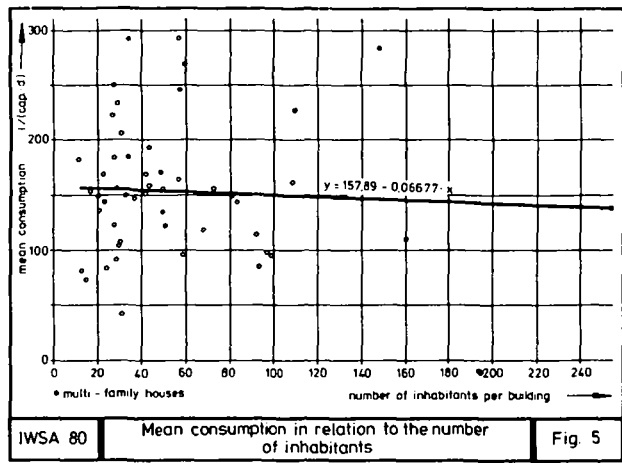


Up until the present in Germany the number and the consumption of installations have been used for dimensioning service pipes as in other countries. Figure 2 shows the dependence of the specific daily consumption per capita on the total flow of the installations according to the results of the monitoring programme. It can be seen from the shallow gradient of the mean straight line, that this factor has limited influence on consumption and furthermore it can be seen by the widely scattered points, that the dependence is not statistically determined, as demonstrated by a correlation coefficient of only 0.133. On behalf of these results it must be said, that the number and outflow of installations are not recommended as a basis for the calculation of consumption and for rating service connections.

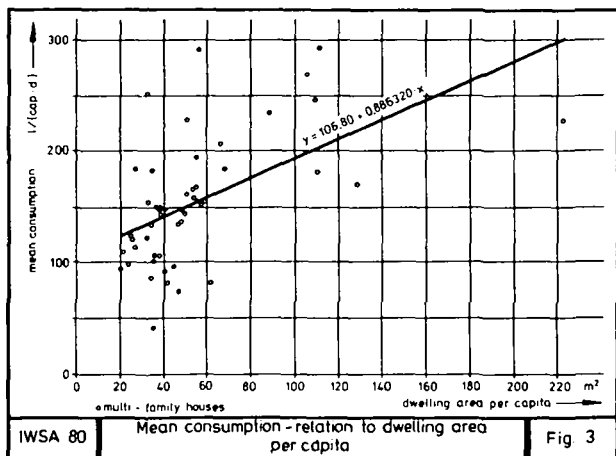
A further example is the relationship between the specific daily consumption and the dwelling area per inhabitant as shown in Figure 3. This factor has a stronger influence and although the single points are also relatively widely scattered around the mean straight line, the



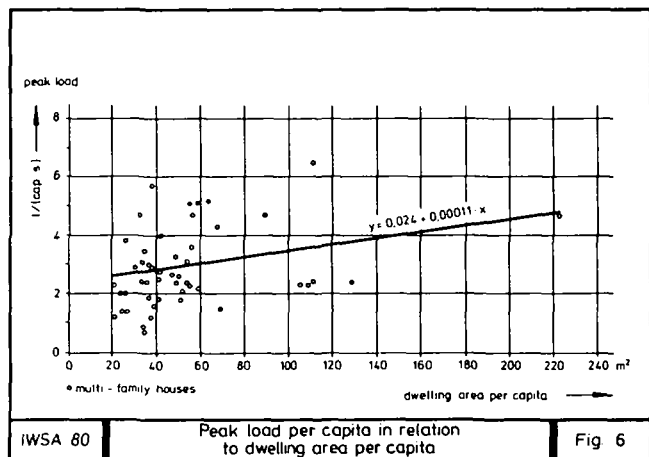
correlation is statistically better than before, with a correlation coefficient of 0.54. The dwelling area per inhabitant can be regarded as an index of living standards and the relatively strong influence of this factor on the magnitude of consumption confirms the justification of choosing luxury buildings for the measuring programme. But it is expected that a separate analysis for very large apartments will lead to a mean line with a lower gradient than that shown in Figure 3 and that the consumption will tend to a saturation value. But the number of buildings with very large apartments has been too small to confirm this.



At the Congress in 1972 mention was made about the observations in the U.S.A. that the most dominant factor in domestic water demand is the number of inhabitants living in a flat and not the number of water installations. This has been confirmed by the measurements for peak demand. It is especially interesting that there is no interruption in the correlation for the one-family houses and multi-family houses, the range of research lying between 2 and 200 inhabitants. Whilst the number of inhabitants is a good basis for the calculation of peak demand, the median demand is far less dependent on this factor. This is demonstrated by Figure 5. The mean straight line decreases slightly and there is not a statistically determined correlation, the coefficient being only 0.05.



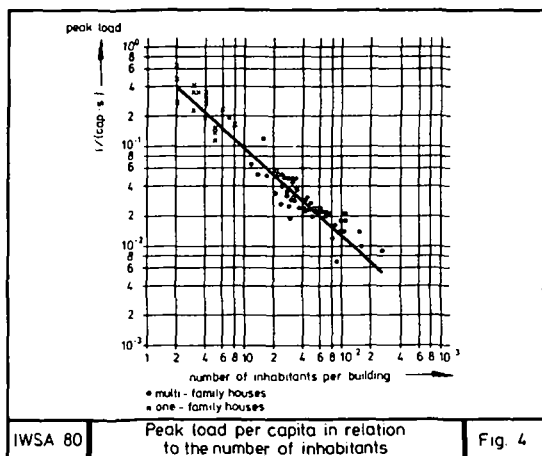
The main objective of the monitoring and research programme has been to analyse the peak demand. In Figure 4 the relationship with the number of inhabitants is shown. In order to get a linear relationship and to be able to perform linear regression analysis, a diagram with a double logarithmic scale had to be chosen. The correlation is statistically well determined, its coefficient being 0.944. This is one of the most remarkable results of the research programme.



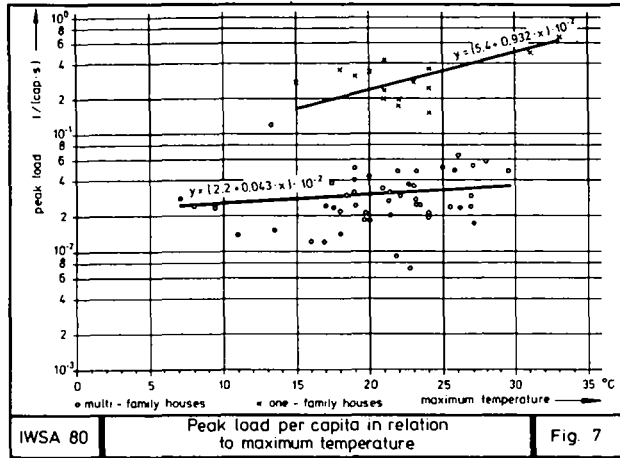
Whilst it was demonstrated in Figure 3 that the dwelling area per inhabitant as an index of living standards has a relatively strong influence on mean daily consumption (the correlation coefficient being 0.54) it can be seen from Figure 6 that the peak demand is not influenced as much by this factor, the correlation coefficient only being 0.23. The mean value of the dwelling area for the homes in the research programme was 52m<sup>2</sup> per inhabitant.

The share of garden and lawn area had no significant influence on the magnitude of the mean and the peak demand. There is no statistically determined correlation, the correlation coefficient being less than 0.1. It must be remembered however, that for the multi-family houses monitored, the garden and lawn areas were only 0.6m<sup>2</sup> per m<sup>2</sup> of dwelling area and the influence of this factor is naturally not as strong as it would be expected to be for one-family houses.

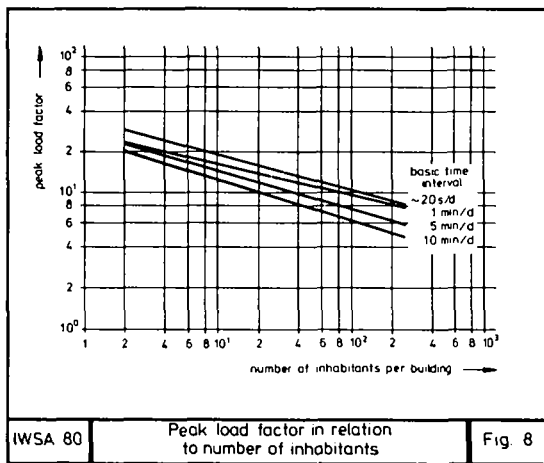
It is common believed that temperature has a strong influence on the magnitude of peak demand. This is confirmed by Figure 7 (semi-logarithmic scale). The influence is stronger for one-family houses than for apartment blocks, the correlation coefficients being 0.27 and 0.13 respectively. The higher values of peak demand for the one-family houses are related to their higher daily



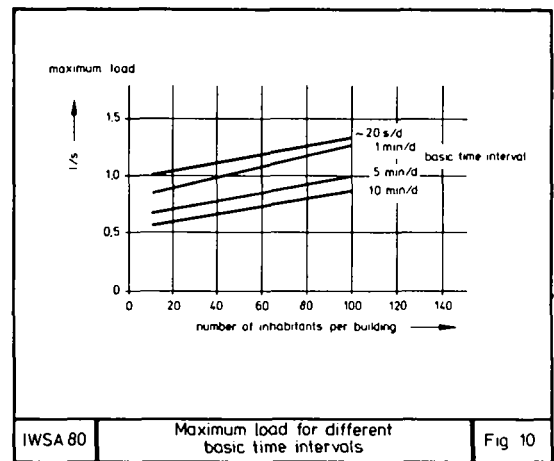
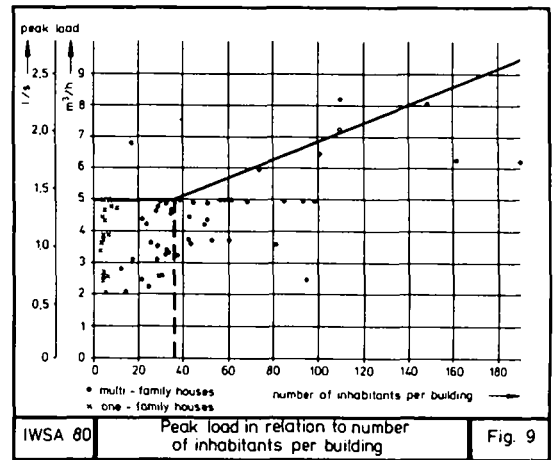
consumption per capita and the closer correlation is caused by the higher share of lawns and gardens in this type of house.



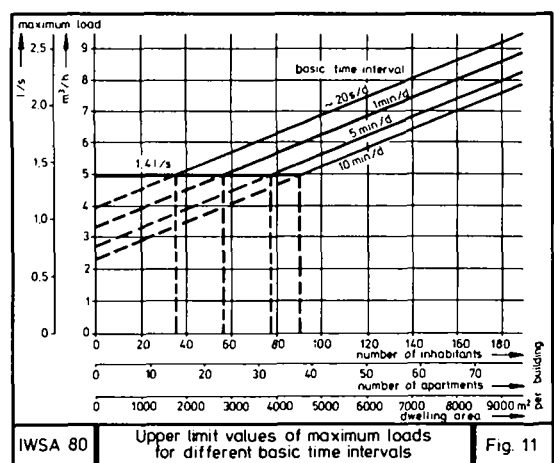
The graphs so far have shown the relationship between different parameters and the magnitude of the peak demand. But for dimensioning a pipeline the duration of peak load is decisive also, because economically it is not justified to rate the pipeline on the basis of the maximum value of a peak demand occurring for only a few seconds a day. Because the number of inhabitants has been shown to be the strongest influence, in Figure 8 the peak load factors are shown for different basic time intervals in relation to this parameter. It can be seen that not only does (as in Figure 4), the peak load factor diminish with larger buildings but also with increasing length of time interval. For example, in a building with 100 inhabitants the maximum peak load, with a duration of about 20s a day, reaches a value tenfold the mean load, whilst this peak load factor can be reduced to about 6 by choosing a load duration of 10 min a day.



All the evaluations and graphs so far have given relative values for the magnitude of water demand, related to one inhabitant. But for the dimensioning of pipelines the absolute values of demand are needed. Therefore in Figure 9 the absolute values of peak demand are shown for the various buildings within the monitoring programme, again in relation to the number of inhabitants as the most important parameter. There must be a wide scattering of values of course, because the reduction to the one-capita-demand has been dropped, and the straight line can be seen to be the upper limit of the peak load values. It can be derived from this graph that in rating connection pipes, for one-family houses also, the lowest maximum load should be 5m<sup>3</sup>/h, but this maximum load will also be sufficient for multi-family houses up to 35 inhabitants. It has to be borne in mind that in Figure 9 the maximum peak load values are marked, occurring for about 20s a day. With longer basic time intervals the peak load values will reduce.



In Figure 10 this reduction is shown, the abscissa showing the number of inhabitants. The difference from Figure 8 is that in Figure 10 the absolute value of the maximum load in l/s is shown; in Figure 8 it is the peak load factor as the multifold of the mean demand, whilst the peak load factor is decreasing of course. In this graph only the medium-sized buildings with 10 to 100 inhabitants have been considered, because for this range the regression lines are statistically better determined. But it must be borne in mind, that these regression lines represent only the average of the four groups of maximum load values, they are median lines. For dimensioning pipelines, not average values but maximum values are needed.



Therefore in Figure 11 straight lines have been introduced as in Figure 9, covering the upper limits of the peak load values for the different basic time intervals. Because this graph comprises the upper limit values derived from all the buildings of the monitoring pro-

gramme, it provides the data needed for rating service pipes. As an example, the horizontal line for the peak load value of 1,4 l/s has been introduced. The service connection rated for this value can be used for different sized buildings according to the basic time interval chosen. For the basic time interval of 10 min/d, this service pipe would be sufficient for buildings of up to 90 inhabitants. That means that peak consumption values higher than 1,4 l/s, which occur for less than 10 min/d, have been cut off in rating the service pipe. If peak consumption values are to be considered also, which occur for only 1 min/d, then this service pipe would be sufficient only for buildings of up to about 55 inhabitants.

Of course in dimensioning pipelines other aspects must be considered, as for instance water hammer, protection from noise or questions of economy and safety of water supply. In planning new buildings future demand must be allowed for and it seems better therefore to choose a somewhat shorter time interval for rating the service pipe. With increasing demand the load duration will increase also. Furthermore in most cases there are standard minimum sizes for water meters and service pipes and it can be seen from Figure 11 that these maximum sizes, fixed by other factors, as for instance 5m<sup>3</sup>/h, are also sufficient to cover the peak demand for medium-sized houses with an average number of inhabitants. This is true also for the luxury homes in the research programme with high living standards and correspondingly high water demand.

The first part of this research programme is only the beginning. Nevertheless the results have already stimulated

lively discussion in Germany and they will influence the review of standards and regulations for the calculation and dimensioning of installations, service connections and water meters.

The research programme, supported in the meantime by about 60 waterworks, is continuing and again it will be backed financially by the government. It is intended to obtain specific complementary measurements for large apartment blocks, to analyse houses with flush valve installations and to extend the measurements to other buildings such as schools, hospitals, farms and others and also to isolated networks in order to get data and results for the dimensioning of trunk mains and distribution pipes. Finally additional measurements in relation to other problems are in progress, in order to get not only accurate design data for various conduits but also for fundamental considerations for remodelling the structure of water tariffs and other financial items. In this context knowledge of the pattern of water consumption in different residential and commercial areas is of special importance.

Within the frame of this International Water Supply Congress a short introduction only could be given to the results of the research programme. All the results have been compiled in a booklet of the "DVGW Deutscher Verein des Gas- und Wasserfaches e.V." in the German language. Supplementary measurements in other European countries have been indicated in this paper. It is hoped that this will stimulate continuing and supplementary measuring programmes on a wider international scale.

## Résumé

Le dimensionnement techniquement et économiquement optimisé des réseaux de distribution d'eau est d'une importance considérable pour les services d'eau.

Le présent rapport donne les résultats de la première partie du programme allemand de mesures et de recherches qui s'est déroulé de 1972 à 1976 pour l'étalonnage optimal des réseaux de distribution d'eau.

Dans le passé, la détermination des bases d'étude (par ex. durée et grandeur des débits de pointe) était faite à l'estime. Le programme allemand de mesure d'hydrogrammes de débit est un premier pas pour obtenir des données fiables pour le dimensionnement des conduites.

Pour ce programme de mesures on a choisi des immeubles de luxe, habités par une ou plusieurs familles dans des quartiers résidentiels élégants, car la consommation en eau dans ces immeubles sera la limite future des demandes en eau. Le programme a englobé 69 bâtiments de diverses tailles allant de 2 à 254 habitants par immeuble, répartis dans l'ensemble de la République fédérale et Berlin (Ouest). La période de mesure a été d'environ 20 jours par immeuble.

Les analyses portaient sur la consommation moyenne par tête aussi bien que sur la valeur des pointes de charge en relation avec les divers paramètres ayant une influence. Les corrélations ont été calculées par analyse de régression linéaire.

Les principaux résultats de ce programme sont les suivants:

Le nombre et le débit des appareils installés n'est pas une base recommandable pour le calcul et l'étalonnage des branchements.

La surface du logement par habitant peut être considérée comme un indice du confort du logement. Cela est démontré par le fait qu'il existe une corrélation entre la consommation spécifique moyenne journalière et la surface de logement par habitant. La demande de pointe n'est pas autant influencée par ce paramètre.

La corrélation entre le débit de pointe par habitant et

le nombre d'habitants du logement est statistiquement bien déterminée. C'est l'un des résultats principaux du programme. D'un autre côté, on peut montrer que la consommation moyenne dépend beaucoup moins du nombre d'habitants.

Les surfaces de jardin et de pelouses n'ont pas d'influence significative sur la grandeur de la demande moyenne ni de la pointe. Mais cette influence augmente pour les immeubles unifamiliaux par rapport aux immeubles multifamiliaux.

La température a une influence remarquable sur la grandeur du débit de pointe. Cette relation est plus forte pour les immeubles unifamiliaux que pour les immeubles multifamiliaux car les premiers ont une plus grande part de pelouses et de jardins.

La grandeur et la durée des débits de pointe déterminent la dimension des conduites. Si l'on prend comme paramètre des bases de temps différentes, on peut établir que le débit de pointe par rapport au nombre d'habitants diminue à la fois quand la taille de l'immeuble augmente et quand la base de temps s'allonge.

Pour le dimensionnement des conduites, il faut connaître les valeurs absolues de la demande de pointe. Il est démontré que la plus faible charge maximale que l'on doit accepter est de  $5 \text{ m}^3/\text{h}$  pour les immeubles à une ou plusieurs familles, alors que le nombre d'habitants à desservir dépend de la base de temps choisie. Un branchement étalonné pour  $5 \text{ m}^3/\text{h}$  sera suffisant pour des immeubles comptant jusqu'à 90 habitants (base de temps, 10 min/j).

Les résultats complets du programme de mesures est donné dans une publication de la "DVGW - Deutscher Verein des Gas- und Wasserfaches e. V." Le programme de recherches se poursuit (analyse d'établissements spéciaux comme les hôpitaux, etc . . . ) de façon à obtenir des données d'étude pour les différentes conduites et les fondements pour une restructuration des tarifs et autres éléments financiers également.

**Comité international permanent sur la formation du  
personnel des distributions d'eau  
International standing committee on education and training  
of waterworks personnel**

---

**Les matières**

**Contents**

- Sujet 1 — Organisation de la formation et du perfectionnement  
des agents des services publics et privés de la  
distribution de l'eau et de l'assainissement en France**      Pages R2-R6
- Subject 1—Education and training for water supply in France  
(M. Gordon, France)**
- Résumé en anglais**      Page R7  
    **Summary in English**
- Sujet 2 — La formation des formateurs**      Pages R8-R11
- Subject 2—The training of trainers  
(D. Hughes, GB)**
- Sujet 3 — L'importance de l'éducation de la collectivité en  
relation avec les problèmes spécifiques de la  
consommation en eau en Egypte et au Soudan**      Pages R12-R13
- Subject 3—Importance of education of the community in  
relation to specific problems of water consumption  
in Egypt and Sudan  
(B. Mabrook, F. Swailem, Egypte-Egypt)**

## Organisation de la formation et du perfectionnement des agents des services publics et privés de la distribution de l'eau et de l'assainissement en France

par P. Gourdon

Adjoint au Directeur du Personnel, Chargé de la Formation à la Société Lyonnaise des Eaux et de l'Eclairage

Ce rapport a été établi sous la Direction de Monsieur B. de VULPILLIERES, Vice-Président du Comité Education et Formation; en collaboration étroite avec Monsieur C. DYARD, Animateur de la Formation à la Compagnie Générale des Eaux.

### Avant Propos

Au cours de ces dernières années, la détérioration grandissante des réserves en eau et le développement continu de l'urbanisation ont nécessité la définition et la mise en place de systèmes de traitement des eaux potables et des eaux usées de plus en plus complexes.

Cette brusque accélération dans l'évolution des techniques a conduit à remettre profondément en cause les systèmes de formation et de perfectionnement du personnel.

La formation "sur le tas" qui avait largement prouvé son efficacité par le passé n'était plus suffisante pour pouvoir faire face très rapidement aux besoins nouveaux.

Il fallait des hommes possédant une technicité plus fine et qui sauraient s'adapter en permanence.

Un vaste mouvement de valorisation des fonctions s'est alors progressivement mis en place auquel chacun a apporté sa contribution, l'Education Nationale comme les Entreprises, le Secteur Public comme le Secteur Privé.

Ce rapport fait le point sur la situation actuelle du dispositif français de Formation des Agents des Services de distribution de l'eau potable et de l'assainissement, en soulignant la richesse des réalisations en cours et leurs perspectives d'avenir.

## 1 Présentation de l'activité et du personnel

### 1.1

En rappelant dès le début de cette étude les caractéristiques principales de l'organisation de la distribution de l'eau en France, nous pensons aider à mieux comprendre par la suite les particularités du système de formation.

La gestion des services de l'Eau et de l'Assainissement est de la responsabilité des communes. C'est aux Autorités municipales qu'il appartient alors de créer les installations nécessaires aux services de l'Eau et de l'Assainissement et d'en assurer le fonctionnement dans un cadre administratif et financier contraignant, sous la tutelle étroite des Ministères concernés: Environnement, Agriculture, Intérieur, Santé.

Les communes groupées ou non en syndicats intercommunaux, districts urbains ou communautés urbaines, peuvent choisir de gérer elles-mêmes leurs services ou de faire appel à des Sociétés spécialisées à qui elles confient tout ou partie de ces services selon diverses modalités contractuelles.

Actuellement, on peut considérer que les Sociétés Privées gèrent 55% de l'activité et les Régies Municipales 45%.

### 1.2

Les activités "Eau Potable et Assainissement" emploient aujourd'hui environ 40.000 personnes. Le Secteur Privé pour sa part en occupe 22.000 et les Services Municipaux 18.000.

Au sein des Sociétés de distribution, on constate la répartition suivante entre les catégories de personnel:

- Employés et Ouvriers 79%
- Agents de Maîtrise et Techniciens 16%
- Ingénieurs et Cadres 5%

Cette structure moyenne n'est certainement pas très différente au sein des Services Municipaux mais l'organisation particulière de ce secteur n'a pas permis de réunir des éléments statistiques solides sur la répartition des personnels.

Enfin, on peut considérer que sur l'effectif total de la profession 35.000 Agents sont employés par l'activité "Eau Potable", les autres étant chargés de l'Assainissement.<sup>1</sup>

## 2 Présentation du dispositif général de formation

D'une manière générale, c'est l'Education Nationale qui tout d'abord prend en charge les formations de base: connaissances générales, formations techniques et scientifiques. Par la suite, les Entreprises et les Services Municipaux, seuls ou avec l'aide de l'Education Nationale ou d'autres Organismes de formation assurent une adaptation plus ou moins importante aux métiers de la Distribution de l'Eau.

### 2.1

L'Education Nationale garanti à tous les jeunes au minimum une scolarité jusqu'à 16 ans. Cette première formation n'est nullement technique à quelques exceptions près d'actions de sensibilisation. Avant de se spécialiser dans une science ou une technique, le jeune français a donc acquis des bases plus ou moins importantes selon qu'il a ou non terminé le cycle secondaire.

Par la suite, l'Entreprise spécialisée ou le Service Municipal pourra s'appuyer efficacement sur cet acquis pour adapter ou perfectionner son personnel.

Il sera à nouveau nécessaire d'apporter des connaissances de base lorsqu'il faudra envisager une promotion conséquente.

### 2.2

A nouveau, l'Education Nationale à travers l'Enseignement Technique, les Grandes Ecoles ou l'Université, propose ensuite des formations techniques ou scienti-

<sup>1</sup> En fait l'Assainissement occupe certainement un effectif plus important dans la mesure où un nombre non négligeable d'Agents des petits services ou des petites Sociétés exercent une activité polyvalente Eau-Assainissement.



fiques à plusieurs niveaux; ouvriers professionnels ou employés qualifiés, techniciens, techniciens supérieurs, ingénieurs ou cadres. L'éventail des sciences et des techniques ainsi enseignées est très vaste et concerne de nombreuses qualifications utilisées par les services de Distribution de Production ou les services administratifs.

Il est à noter toutefois que les formations et les diplômes correspondant expressément à des métiers spécifiques de la profession sont extrêmement rares; leur préparation elle-même est relativement peu répandue.

## 2.3

L'adaptation et par la suite le perfectionnement aux techniques du traitement des Eaux sera alors essentiellement de la responsabilité des Sociétés spécialisées qui prendront seules en charge cette mission ou qui rechercheront la collaboration de l'Education Nationale ou d'autres Organismes.

## 3 Les premières formations

C'est donc l'Education Nationale qui par l'intermédiaire d'Etablissements Publics ou Privés assure les premières formations.

### 3.1

La formation générale de base se dispense dans les écoles primaires, les collèges d'Enseignement secondaire et les lycées. Nous ne nous attarderons pas sur le contenu de cet enseignement mais soulignons simplement qu'il constitue une base indispensable pour l'acquisition de connaissances ultérieures.

### 3.2

La formation technique, suivant les niveaux, tout en complétant les acquisitions de base, va donner les éléments scientifiques, technologiques et pratiques permettant une intégration efficace dans la structure professionnelle.

Les 207.000 étudiants d'enseignement technique ou scientifique ayant obtenu un diplôme au cours de l'année 1978 se répartissaient de la manière suivante:

Niveau de formation	Diplômes	Nbre de diplômés
Ouvriers qualifiés	C. A. P. et B. E. P.	153.000
Techniciens	B. P. B. T. B. A. C.	25.000
Techniciens Supérieurs	D. U. T. - B. T. S.	15.000
Scientifiques	Maîtrise de sciences	6.700
Ingénieurs	Ingénieur	7.500

Source I.N.S.E.E.

Nombreuses sont parmi les spécialités choisies par ces étudiants celles qui peuvent être utilisées par la Distribution de l'Eau. Toutefois très peu correspondent exactement aux métiers spécifiques pratiqués au sein des Services ou des Entreprises.

Si l'on estime en période normale entre 1.000 et 1.500 le nombre des nouveaux embauchés, (des jeunes pour la plupart) destinés à remplacer les départs en retraite ou les démissions, on s'aperçoit en regard que le nombre des diplômes spécialement préparés pour la profession est très faible.

A titre d'exemple, un seul Etablissement d'enseignement en France prépare actuellement le Brevet d'Enseignement Professionnel, Traitement et épuration

des Eaux, Option Conducteur de station; 13 étudiants ont obtenu un diplôme en 1978.

Il faut se rappeler toutefois que la grande majorité des agents des Sociétés ou des Services remplit des fonctions polyvalentes où plusieurs techniques doivent être connues, du moins en partie et que les hasards des affectations successives ne valorisent pas toujours la même.

Cette relative incertitude a donc amené les responsables à recruter sur des niveaux de formation plutôt que sur des spécialités. L'important est en effet d'avoir dans le cadre d'un service ou d'une exploitation une répartition globale harmonieuse entre les plombiers, les électriciens, les chimistes, les hydrauliciens etc. . . sur laquelle il sera possible par la suite de bâtir une organisation du travail efficace.

## 4 Une particularité du système français d'éducation: la loi sur la formation continue

### 4.1

Une loi du mois de Juillet 1971 a reconnu aux salariés de tous les secteurs le droit de pouvoir s'absenter pendant le temps de travail pour aller se former.

Parallèlement, les mêmes textes obligeaient l'employeur à verser chaque année une participation financière égale en 1979 à 1,1% de la masse des salaires, qui doit être consacrée à la Formation.

Les Agents de l'Etat bénéficient pour leur part de dispositions particulières qui tiennent compte du caractère spécifique de la Fonction Publique.

### 4.2

Ces textes, par l'audience générale qu'ils ont pu donner à la formation des adultes, ont constitué un support efficace à son développement notamment dans le secteur qui nous intéresse:

- L'obligation d'une contribution financière minimum représentant une sorte de gage d'avenir, l'Education Nationale, les Organismes de formation et certains constructeurs de matériels ont pu investir dans la recherche pédagogique pour les adultes et dans la définition de programmes de formation continue.
- L'ensemble des personnels se voyant officiellement reconnaître un droit à la formation s'est trouvé fortement sensibilisé au problème de son perfectionnement professionnel.

De fait les Entreprises ont ainsi pu convaincre relativement aisément la plus grande partie de leur personnel de la nécessité de progresser dans la connaissance et dans la pratique.

- Ce droit individuel a enfin influencé assez fortement les méthodes de recrutement des stagiaires qui se sont ainsi appuyées sur la nécessité de favoriser l'expression individuelle de la demande de formation. La hiérarchie ne pouvant plus être la seule à décider de l'envoi d'un Agent en formation, le choix et la désignation des stagiaires résultent maintenant dans la plupart des cas de la combinaison du volontariat et de la concertation.

## 5 L'organisation de la formation continue en dehors des sociétés de distribution d'eau

### 5.1

A partir d'une enquête non exhaustive mais qui a concerné les principaux Organismes ou Etablissements d'Enseignement proposant des actions de perfectionnement pouvant intéresser en particulier les Agents du secteur de la Distribution de l'Eau ou de l'Assainissement, nous constatons qu'au cours de l'année 1978, 600 stagiaires<sup>1</sup> ont été accueillis au sein de sessions de durée variable dont la moyenne se situe entre 40 et 50 heures.

Origine des stagiaires	Nombre
Personnel des Sociétés Privées de Distribution et d'Assainissement et des autres secteurs de l'Environnement .....	520
Personnel communal .....	80
Total .....	600

Sur le nombre des stagiaires plus de 10% étaient en provenance d'un pays étranger.

### 5.2

A l'intérieur de cet ensemble il convient de distinguer particulièrement les activités de la Fondation de l'Eau de Limoges qui à elle seule a accueilli près de 50% de l'ensemble des stagiaires dont la totalité des stagiaires étrangers. Pour 1979 et 1980, ces chiffres sont en progression dans la mesure où 1978 était en fait la première année de fonctionnement normal de la Fondation.

Organisateurs des stages	Nombre de stagiaires		
	Français	Etrangers	Total
Organismes ou Etablissement d'Enseignement .....	305	—	305
Centre de formation du personnel communal <sup>2</sup> .....	80	—	80
Fondation de l'Eau de Limoges	150	65	215
Total .....	535	65	600

La Fondation créée à l'initiative conjointe du Ministère de l'Environnement de la Région et de l'Université du Limousin, des Sociétés spécialisées dans le traitement des Eaux, bénéficie en outre du soutien des Sociétés de Distribution d'Eau.

Elle se présente sous deux formes complémentaires:

- l'Institut de l'Eau, un centre scientifique et technologique installé près de la Faculté des Sciences. Là sont dispensés les cours spécialisés et les conférences de haut niveau, les travaux pratiques de laboratoires et d'ateliers.

<sup>1</sup> Ce chiffre constitue donc un minimum mais compte tenu des organismes qui ont répondu à l'enquête, il est peu probable que l'ensemble des autres organismes proposant des stages sur les mêmes thèmes aient pu rassembler plus de 100 stagiaires supplémentaires.

<sup>2</sup> Le C.F.P.C. utilise en fait les possibilités de la Fondation de l'Eau. Il conviendrait donc d'ajouter le nombre de stagiaires du C.F.P.C. à l'activité de la Fondation pour mieux saisir l'activité de cette dernière.

- Le centre industriel d'Essais et d'Applications, cette réalisation technique de premier ordre permet à la Fondation d'apparaître comme le premier centre au monde conçu pour la formation professionnelle des Praticiens.

La plate forme d'essais de 18.000 m<sup>2</sup> alimentée en eaux variées (urbaines, industrielles), comporte des files de traitement d'eau potable, d'épuration d'eaux résiduelles et de conditionnement des boues.

### 5.3

Les animateurs chargés des cours suivis par les 600 stagiaires cités aux paragraphes précédents sont employés à temps plein ou à temps partiel et proviennent essentiellement de l'Education Nationale, de l'Administration et pour une moindre part des entreprises spécialisées.

Origine des Formateurs	Employés à tps plein par l'organisme	Employés à temps partiel	Total	
			Nbre	%
Education Nationale	44	24	68	46
Administration	29	22	51	34
Entreprises	8	15	23	15
Divers	—	7	7	5
Total	81	68	149	100

<sup>1</sup> Il est probable que certains animateurs à temps partiel sont amenés à intervenir pour plusieurs organismes. Le chiffre de 149 est donc supérieur à la réalité. On peut toutefois penser que le pourcentage des différentes origines des animateurs reste significatif.

### 5.4

Les constructeurs de matériels ont de tout temps et pour des raisons évidentes dispensé une formation adaptée à leurs produits. La loi sur la formation continue en augmentant rapidement la demande leur a permis de revoir leurs programmes parfois un peu étroitement utilitaires pour mettre en place des sessions mieux équilibrées. Il est certain que les constructeurs apportent une contribution intéressante à la formation des personnels mais qu'il ne nous est pas possible d'en indiquer ici l'importance par manque d'informations solides.

### 5.5

Le Centre de Formation des Personnels communaux qui organise dans tous les domaines de l'administration communale de nombreux stages, ne possède pas de dispositif propre en ce qui concerne l'Eau et l'Assainissement. Comme nous l'avons évoqué plus haut, il s'appuie sur d'autres organismes telle la fondation de l'Eau, mais aussi les Agences de Bassins, les Universités, les constructeurs etc . . . pour résoudre les problèmes de la formation des personnels municipaux des services des eaux.

## 6 L'organisation de la formation continue dans les entreprises du secteur privé

Nous indiquerons maintenant les principales caractéristiques de l'organisation de la Formation dans les Sociétés ou Secteur Privé qui emploient plus de 50% du personnel de la profession.

L'enquête sur laquelle nous nous appuyons a été menée auprès de 25 Sociétés qui ensemble regroupent 97% des effectifs du Secteur Privé.

Par rapport à leur effectif ces Sociétés se classent de la manière suivante:

Effectif	Nombre de Sociétés
Inférieur à 100	9
entre 100 et 300	7
entre 300 et 500	4
Supérieur à 900	5
Total	25

## 6.1

L'analyse de la répartition des personnels à l'intérieur de chacun des groupes de Sociétés laisse apparaître des disparités notables dans le départage Employés/Ouvriers et Agents de Maîtrise/Techniciens. Les différences sont dues essentiellement à des définitions non homogènes des employés situés à la frontière des catégories dans la mesure où toutes les Sociétés n'ont pas le même statut de personnel et au fait que certaines petites sociétés sont filiales d'un groupe plus important qui lui apporte une aide certaine au niveau de l'encadrement.

Quoiqu'il en soit on trouve au total une répartition moyenne où les ingénieurs et les cadres représentent 5% du total, les Agents de Maîtrise et Techniciens 16% et les Employés et ouvriers 79%.

## 6.2

La formation organisée sous sa forme actuelle utilise des budgets importants. En 1978 l'ensemble du secteur des Sociétés Privées a investi en formation près de 16.000.000 F qui ont bénéficié à environ 4.000 stagiaires. Il convient de noter que sur ces sommes, le Gouvernement a fait obligation de reverser pour financer la formation des jeunes sans emploi une somme importante dépassant 2.000.000 F.

Les sommes utilisées à la Formation assez largement supérieures à l'obligation légale (1% des salaires en 1978) sont directement fonction de la taille de l'Entreprise.

Taille de l'entreprise	% de la masse des salaires consacré officiellement à la formation
Inférieure à 100	1,2
Entre 100 et 300	1,1
Entre 300 et 500	1,2
Supérieur à 900	1,4
Ensemble	1,35

Les fonds ont été essentiellement utilisés pour financer l'organisation d'actions d'adaptation ou de perfectionnement spécifiques à la profession; la lourde et coûteuse formation de base reste globalement de la responsabilité du système éducatif général ainsi que nous l'avons vu dans un chapitre précédent.

Par ailleurs, il faudrait en outre pouvoir décompter le coût réel des formations sur le tas, au contact des réalités et soutenues par l'encadrement en place qui continuent de constituer le principal de l'apprentissage. Ces éléments ne sont malheureusement pas comptabilisés mais il est certain que leur coût dépasse de très loin les sommes annoncées ci-avant.

## 6.3

Les stages organisés dans les entreprises intéressent, bien qu'inégalement, toutes les catégories de personnel.

Chaque année, en moyenne 20% des effectifs participent à un stage. Si l'on examine chaque catégorie, on constate que ce sont les Agents de Maîtrise et les Techniciens qui participent le plus à des actions de formation: les stagiaires représentent 32% de la catégorie. Les stagiaires Ingénieurs et Cadres représentent 28% de leur catégorie, les stagiaires Employés et Ouvriers 17%.

## 6.4

Les différentes catégories de personnel suivent des stages dont la durée moyenne, comprise entre 35 et 40 heures, est inversement proportionnelle au niveau de formation de départ des Agents.

Catégories	Durée moyenne des stages (en heures)
Employés/Ouvriers	38
Agents de Maîtrise	36
Ingénieurs et Cadres	33
Ensemble	37

Rapprochées des heures travaillées, les heures de formation représentent en moyenne 0,5% du total.

Là encore il conviendrait pour mesurer le temps réel consacré à la formation d'inclure le temps passé à la "formation sur le tas" que l'on peut estimer 8 à 10 fois plus important.

## 6.5

Les stages auxquels les Agents participent se déroulent soit:

- à l'intérieur de l'Entreprise sur des programmes spécifiques animés par des spécialistes venus de l'extérieur (Organismes, Education Nationale, Administration) ou par des Ingénieurs ou des Techniciens qui continuent par ailleurs d'exercer une fonction opérationnelle et qui ont le plus souvent suivi un cycle de formation pédagogique.

Quatre sociétés parmi celles qui ont été interrogées possèdent un Centre de Formation autonome qui permet de réaliser une partie de ces programmes dans de bonnes conditions. Deux de ces centres sont résidentiels.

- à l'extérieur de l'Entreprise, toujours sur des programmes spécifiques mais dans des locaux et avec éventuellement des animateurs mis à la disposition par un Organisme ou par l'Education Nationale.
- Les plus petites sociétés qui ne possèdent pas les moyens d'une telle organisation font alors appel à peu près systématiquement à l'extérieur, soit en se joignant aux entreprises plus importantes soit en inscrivant leurs Agents aux stages organisés sur le plan national ou régional par l'Education Nationale ou divers Organismes de formation.

## 6.6

L'Education Nationale ayant apporté le principal de la formation générale indispensable, le complément dispensé dans l'Entreprise est alors essentiellement centré sur la pratique du métier.

## ensemble : traitement de l'eau potable

Amélioration de la technicité	Personnel concerné niveau	Acquisition de notions générales	Personnel concerné niveau
09 - Initiation à la chimie (48 heures)	Exécution Maitrise	10 - L'environnement et l'eau (32 heures)	Exécution Maitrise
20 - Caractéristiques et traitements des eaux destinées à l'alimentation en eau potable (32 heures)	Exécution Maitrise Notions de chimie	11 - Eléments de biologie (24 heures)	Techniciens supérieurs ingénieurs Cadres
23 - Laboratoire (40 heures)	Techniciens supérieurs Ingénieurs	21 - Caractéristiques et traitements des eaux destinées à l'alimentation en eau potable (32 heures)	Exécution Maitrise
N.P. - Clarification (24 heures)	Techniciens supérieurs Ingénieurs		
22 - Traitements spécifiques des eaux d'alimentation (32 heures)	Techniciens supérieurs Ingénieurs		

## ensemble : réseaux d'eau potable

Amélioration de la technicité	Personnel concerné Niveau	Acquisition de notions générales	Personnel concerné niveau
N.P. - Maths, Physique, mise à jour des connaissances (*)	Exécution Maitrise	10 - L'environnement et l'eau (32 heures)	Exécution Maitrise
24 - Calculs élémentaires de réseaux d'eau potable (24 heures)	Exécution Maitrise	12 - Qu'est-ce qu'une commune? (24 heures)	Exécution Maitrise
N.P. - Conduite d'un projet simple d'adduction d'eau potable (24 heures)	Exécution Maitrise	21 - Caractéristiques et traitements des eaux destinées à l'alimentation en eau potable (32 heures)	Exécution Maitrise
25 - Hydraulique pratique (40 heures)	Techniciens supérieurs	61 - Pour pouvoir informer les abonnés (24 heures)	Exécution Maitrise
26 - Hydraulique des circuits en charge (40 heures)	Techniciens supérieurs ingénieurs		
40 - Pose de conduites (40 heures)	Exécution		
41 - Terrassement blindage des tranchées (40 heures)	Exécution Maitrise		
42 - Topographie, travaux de canalisations (40 heures)	Exécution Maitrise		

Ainsi que nous l'avons déjà évoqué, la désignation des stagiaires est basée sur le volontariat et la concertation avec la hiérarchie.

Dans certaines entreprises, les stages restant inscrits à un catalogue plusieurs années, il est possible au personnel d'établir un plan de formation individuel.

### 6.7

C'est ensuite la démarche pédagogique qui donne tout son sens à la formation proposée.

En s'appuyant sur le vécu professionnel des stagiaires, elle entraîne chacun à partir d'un travail en groupe à valoriser son expérience pour découvrir des techniques et des perspectives nouvelles.

Les formateurs qui sont des Techniciens ou des Ingénieurs proches des problèmes du terrain ont souvent suivi une formation pédagogique dans ce sens.

## 7 L'accueil des stagiaires étrangers

De nombreux stagiaires en provenance des pays étrangers ont été reçus en France au cours de ces dernières années selon des formules variées qui conjuguent souvent plusieurs des moyens qui viennent d'être énumérés dans ce rapport.

Stages de formation ou de perfectionnement portant sur un programme précis et organisés par :

- l'Education Nationale (enseignement public ou privé),

- la Fondation de l'Eau à Limoges (où l'enseignement peut être dispensé en plusieurs langues),
- le Centre de Formation Internationale à la Gestion des Ressources en Eau (CEFIGRE) créé conjointement par le Gouvernement Français et le Programme des Nations Unies pour l'Environnement (PNUE) qui assure en particulier une formation théorique et pratique des gestionnaires et décideurs en matière de ressources en eau,
- l'ACTIM qui, outre son action de coordination de stages, assure aussi l'organisation de certaines sessions,
- les Entreprises de Distribution d'Eau et d'Assainissement,
- les Constructeurs de matériel.

Périodes pratiques au sein des Entreprises.

A l'inverse, il est aussi possible d'envisager des détachements de Formateurs ou d'Organisateurs de Formation pour la mise en place d'installations, de programmes ou le Formation de formateurs.

La Formation dans le secteur de la Distribution de l'eau potable et de l'Assainissement vient de parvenir à l'âge adulte. Elle possède maintenant l'expérience et les moyens en hommes et en matériels qui lui permettront de faire oeuvre efficace.

Elle contribue déjà de manière décisive à assurer le bon fonctionnement des installations et le développement des hommes qui les ont en charge.

## Summary

The rapidly increasing rate of development of technology has led to a fundamental reappraisal of the methods of theoretical and practical training for staff.

Training "on the job", which was generally adequate in the past, is no longer sufficient for coping very rapidly with new requirements. The need is for men with more highly developed technical skills, who could adapt permanently to the new requirements.

In recent years there has been a considerable movement which has allowed the development of modified training, both within the official education system and in the municipal administrations and specialist com-

panies in the water supply and sewage treatment sector.

A notable training tool has thus been established in France, which can now offer numerous courses in polytechnics and universities and at the remarkable facilities of the "Fondation de l'Eau" in Limoges, as well as opportunities for practical training in undertakings which send 20% of their employees on training courses every year.

All these facilities are being used to an increasing extent by trainees from abroad who, thanks to the decentralised organisation of training in water engineering skills, can take advantage of the great richness and exceptional variety of possibilities on offer to make up study tours "à la carte".

# The training of trainers

by David Hughes, National Water Council Training Division

Great Britain

## 1. Introduction

There has been enough experience across a large number of countries in recent years with water projects ranging from small and local to huge and national in size for there to be little doubt that proper staff training is quite fundamental to the successful conclusion of a project. Most water men can re-count stories of good schemes foundering because of the shortage of trained personnel to control, operate and maintain the water system.

However, although there is really no debate about the necessity for training, there is considerable debate, but less action, about how best to produce and pay for adequate training. Three major basic principles seem to be at the core of any successful training scheme:—

- The commitment, and demonstrated commitment, of managers.
- The active participation of local supervisors in training.
- The availability of a core of full-time training professionals.

This paper seeks to elaborate on each of these three principles and to discuss the training of each of the three groups of people involved in their different ways.

## 2. The managers

“Training” as a topic of conversation is not one to stimulate deep passion or intense technical argument, except perhaps amongst those delivering or receiving it directly. Therefore it is difficult for a manager to demonstrate his concern for effective training. He must attempt to show his commitment as best he can, and certainly active participation of however limited a degree is a clear way to indicate a determination to train staff effectively.

A manager has a heavy responsibility to ensure that his staff is sufficiently able to operate and maintain the water system effectively and economically. To achieve this end through training requires that he, the manager, needs a certain amount of training, sometimes even to recognise that responsibility, but usually on how best to meet it. Such training is not necessarily to instil in him basic techniques, but more to pull together for him principles and methods and to demonstrate how best to use his own resources and how to utilise resources available outside his own command and knowledge. In short he needs to be trained about training.

Short seminars, intensively delivered, are generally appropriate for busy managers, as long as they are proficiently presented, to enable them to be brought to an adequate understanding of the situation. Key topics are:—

- Effective use of staff.
- Motivation of staff.
- Training assessment and planning.
- Job analysis and job description.
- Training method.
- Training organisation.
- Outside assistance.
- Presentation skills.

It is very difficult for a manager of his own

volition, to make successful arrangements for staff training. Almost certainly all of the training necessary in his geographical area or his area of responsibility has been attempted with various degrees of success in other districts, regions or countries. A manager therefore needs an over-riding impetus, organised on as large a scale as possible to encourage him in his training activity, to direct, assist and sustain him continually. Such an impetus is probably best provided regionally or nationally. A most apt comment from Professor Dan Okun in 1977, and one which has been quoted in other places sums up even the best manager's need for this impetus:—

“Manpower development requires the development of national institutions and a long-term commitment. It is unreasonable to expect that the training component of a single project by itself, will make much impact. A sustained effort over decades is required.”

There should be no mis-understanding of the fact that without the manager's commitment to the training of his own staff, progress is extremely slow. Expert trainers, as supervisors or as full-time training professionals, face an uphill task without this basic commitment, and any programme for the training of trainers must include the managers.

## 3. The supervisors

All the comments made so far for the managers apply equally for the supervisors. However the supervisor should expect to find himself much more frequently in the role of direct trainer than will the manager, and will therefore require a more rigorous and longer training as a trainer.

The supervisor, with a clear understanding of the training needed, a commitment to providing that training and with an ability to do so, is the most potent force available to ensuring properly prepared staff. He is in a unique position to know the technical and manpower situation, can offer training on the job formally or as part of the normal working schedules, and is so easily able to measure instantly the success of his efforts at direct training.

It is a very worthwhile investment therefore to provide for the supervisor, not only the training to do his job technically and to supervise his staff, but also training as a trainer.

There is an old saying somewhere that “the best way to learn something is to teach it to someone”. Experience in many countries is that a positive involvement of the supervisor in the training of his staff not only produces better staff, but better supervisors.

Assuming that a supervisor is adequately trained and experienced in his primary duties of supervision and is technically competent, then the main ingredients of his trainer's training are:—

- Principles of systematic training.
- Job and task analysis.
- The learning process.
- Techniques of instruction.

The nature of this paper is such that it is

appropriate to develop only two of these themes, job and task analysis, and techniques of instruction.

### 3.1 Job and task analysis

It has been shown in many cases that the training of staff by their supervisor is only partially successful, not only because of his lack of understanding of how to train, but even more fundamentally because of his lack of understanding of the actual job for which he is training. To teach the supervisor how to perform job or task analysis has therefore been shown to be basic to his success as a trainer. Ability to carry out job and task analysis not only prepares the supervisor to train his staff in broad terms, but helps him towards understanding the jobs intimately and being systematic in his approach.

There are many obvious signs pointing out the need for training. Accidents, breakdowns, wastage of materials, poor workmanship, inefficient plant, high absenteeism and high staff turnover are the key signs. To eradicate these failings job analysis, task analysis and the more difficult fault analysis are vital tools of the supervisor's trade as a trainer and as a leader of an effective work force.

Job analysis may be divided into three stages. Firstly, it sets out to describe clearly the separate parts of a job, and to answer the question "what does the worker do?" It leads to a definition of the sort of person required to do a job, that is it provides the basis for a job specification.

The second stage of job analysis answers the question, "how does the worker do the job?", and defines the skills and knowledge needed and the behaviour required to do a particular job competently. The third stage breaks down the job into crucial elements and describes precisely the activities performed.

Task analysis is really a refinement of job analysis requiring close study of small detail particularly in areas of work difficulty so that appropriate training techniques and learning aids may be applied.

The Glossary of Training Terms" produced by the IWSA Standing Committee on Education and Training defines job analysis in the following way:—

"The process of examining a job in detail in order to identify its component tasks. The detail and approach may vary according to the purpose for which the job is being analysed, e.g. training, equipment design, work layout".

To read or hear a debate about job and task analysis can often be to wonder what is in it to warrant such debate. It is obvious, logical and simple. However, experience amongst managers and trainers has so often shown that the logical and simple approach imposed by job analysis is not common, is beneficial to the supervisor and has a better chance of producing successful training than an approach lacking in thoroughness and system.

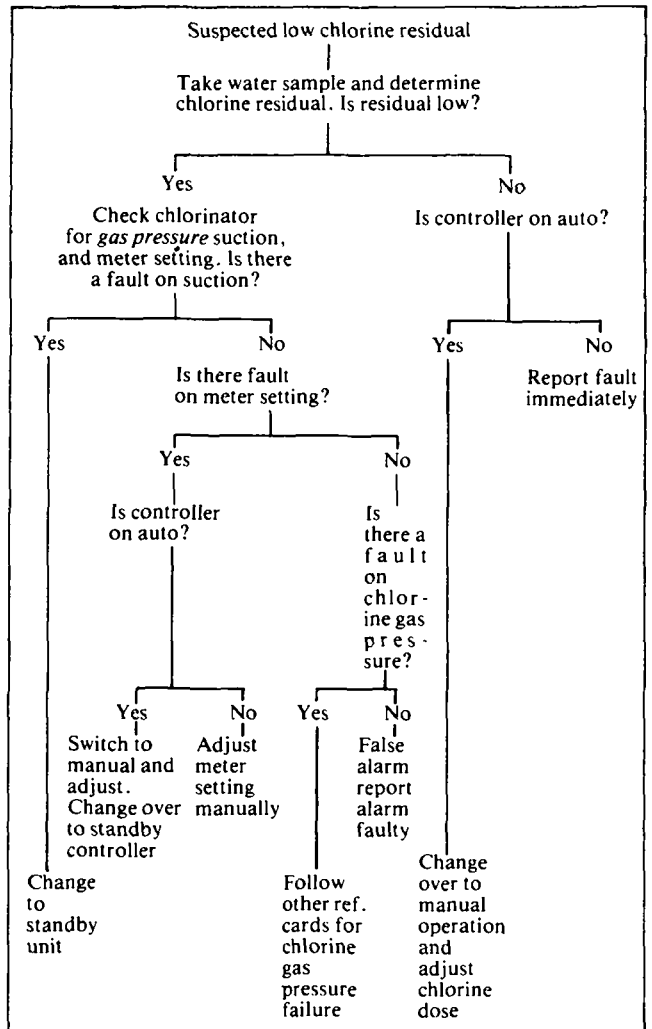
Paperwork systems should not be imposed on supervisors to help them become competent trainers but samples of other people's work can usually save a little time. An example of a part of a job analysis is therefore shown below. It will be seen to be logical and simple and detailed. It should be appreciated that a supervisor is best trained to produce his own analyses rather than use those produced by others, and what is very elementary to an engineering manager, such as the example below, is necessary for a supervisor to ensure systematic training.

The most difficult part of the training to be handled by a supervisor is fault analysis. It is training in that which could happen and not in the positive actions which will definitely be required to complete a task.

### An example of job analysis

"What is done?"	"How is it done?"	Key Points
Packing a flange gland	1. Shut valve completely	Valve Shuts in clockwise direction when completely shut. There will be approx. ½ turn slack anticlockwise.
	2. Remove studs holding gland.	Undo each ½ turn at a time until slack.
	3. Lift out gland.	
	4. Insert auger into packing and pull out packing.	
	5. Clean gland box.	
	6. Select new packing and cut to size.	Check by comparison use 45° joint.
	7. Insert new packing.	
	8. Puch packing into place with caulking tool.	Check packing goes into gland box evenly and completely.
	9. Replace gland in position.	
	11. Fit bolts in position.	Check condition before replacing.
	12. Tighten bolts.	Tighten as far as possible using correct spanner.
	13. Open valve slightly.	Check for leaks check stiffness of spindle.
	14. Open valve fully.	

### An example of fault analysis



Fault analysis is about recognising when things go wrong and about anticipating in areas where there has possibly been no previous experience. Obvious examples are pump failure, bulking of sludge, effluent booster failure, vibration on rotors, or stoppages of a dosing syphon. Again there are various ways of recording the detail of fault analysis for a supervisor, but having settled to his own system, the supervisor would need to build a system of reference cards initially for himself, but later to facilitate the training of his staff. One form of reference card is the logic tree shown on Page 9.

### 3.2 Instructional techniques

There is a tendency when considering arrangements for training only lastly to consider the ability of the person actually delivering the instruction directly to communicate effectively with the recipients. Learning on one's own even from good texts, or well-designed self-instruction kits is a slow process and much time and effort can be wasted and low morale result.

Learning can be very rapid at the hands of a gifted and trained instructor, whether he works full-time or just occasionally at this activity. There are also many other occasions when training in instructional techniques can be put to good use, for formal presentations to audiences and committees, and also in building greater confidence in the day to day dealings with staff and colleagues. A training in instructional techniques is then a very important foundation for those likely to be called upon to assume to any degree an active training role within their overall duties.

There are perhaps four main ingredients to being a competent instructor and they are the ability to:—

- Understand the learning process and the need for systematic training.
- Gather, sort and prepare teaching material.
- Present material correctly and interestingly.
- Assess the results of instruction and adapt accordingly.

It has been said that a good teacher can teach anything. However this claim overlooks that teaching or instructing is not a one-way, but a two-way exercise. Successful instruction depends not solely on the instructor's performance, but equally on the recipient's participation and response. This participation and response cannot be encouraged, received and used unless the instructor is technically competent. A good instructor will have learnt when to talk and demonstrate and when to allow and encourage others to take the lead. He will be a good observer, and listener as well as a persuasive presenter, because all the shades of response from the trainee are capable of being used to further the success of a particular piece of instruction.

Good instruction is based upon description, demonstration and practice. An instructor needs to describe what his subject is about and to put it into context, to demonstrate in as practical a manner as possible the job in hand, and then to encourage the trainee to practise the skill. This model for instructing in any topic applies equally to the training of staff in instructional techniques. They need a clear perception of how and why people learn, and the barriers created by attitudes and circumstances. Demonstrations of teaching techniques by whatever methods are available are valuable, preferably live, but if that is difficult on film or tape, and finally the chance to practise instructing, to receive constructive criticism, to watch others practising and receiving criticism and even to participate in that criticism are all very helpful. If further aids are available notably closed circuit television, so that a trainee instructor can observe his own performance, salutary experience though it is, intense training of instructors can be achieved.

Effective instruction can be likened to the iceberg—very little is actually visible; most of the iceberg is out of sight as is the preparation that goes into instruction. The actual contact with trainees is only a small part of the time committed to preparation, rehearsal, clearing up, assessing, and re-designing. Yet the instructor is usually judged on the direct performance. His training in performance though significant, must not be at the expense of preparation and assessment. It is vital that he should be taught the obvious attributes of a good instructor, to be natural, to show enthusiasm to use everyday language, to go at the right speed, to avoid distracting mannerisms, and so on, but he must too be drilled in the much more time-consuming activities that surround the direct instruction.

In summary of this section then, there is a case for formal training in instructional techniques for anyone engaged in training, whether full-time or occasionally. The length of that training and the content depend partially on the frequency of individual involvement in instructing, but some training is very profitable to all. Some people having a natural ability to speak, while teaching talk too much, and training would harness their talent so that it may be used most effectively. Others are reluctant and withdrawn in their attitudes to instruction, and training would aim to provide them with confidence and a minimum collection of tools so that adequate performance may be achieved. It should be pointed out that on many occasions there is not a selection of people from whom those to instruct on a particular occasion may be taken, but perhaps there is only one person available. Training is concerned with making best use of available resources.

### 4. The full-time training professional

Until recent years it used to be fairly widely agreed that to employ a full-time training professional was always second-best. It was thought to be less than satisfactory to delegate a responsibility for training to someone who was not in a "line" function, but was in a "service" function. However, current opinion and experience seems to be gravitating towards the belief that the training needed by an organisation, though made up of a conglomeration of simple packages totals up to a very complex whole, and the service of a full-time training team is necessary to co-ordinate and to rationalise all the individual training efforts.

The three main functions of the trainer are:—

- To administer the training effort.
- To organise training by others.
- To provide direct training himself.

The trainer needs to be able to analyse jobs, tasks, faults and general problems, to be a data bank of training aids, information and technology, to prepare training manuals, and to offer a range of training activities directly himself. To take a technically competent man of certain personal characteristics and train him to train is an infinitely quicker and more profitable exercise than to take a good presenter or teacher and train him in the technical work. The first and major pre-requisite for a good trainer then, is technical skill. The possession of such skill is traditionally a quick way to gain a worker's respect and there is generally not a shortage of skilled people capable of being turned into trainers; skilled people are so often very good at demonstrating their skill naturally and are receptive material for trainer training.

Training is so often a "grudge purchase". Organisations, particularly in the water industry, not uncommonly find it difficult to invest in full-time training professionals and the realisation that they are



needed often comes only after problems arise. Training is usually best broken down into modules, easily designed by the trainer and easily digested by the recipient. The linking together of these modules, and the maintenance of impetus in keeping specific training programmes going tends to fall to the professional trainer. He needs therefore to be intelligent, flexible, patient, persuasive and equipped with natural mental and physical stamina in order to sustain the "grudge purchase".

There is a large number of excellent "Training of Trainers" courses in existence already. The investment of sending a prospective trainer on such a course is well worth it, since a newcomer to the profession will need a rapid expert and intensive re-focussing of his skills towards the trainer's outlook and role, which he will not pick up by doing the job as he might over a long period if the work was purely technical. The main parts of his training will be:—

- The learning process.
- Principles of systematic training.
- Preparation of training aids.
- Instructional techniques.
- Personal behaviour.
- Analysis of jobs and training needs.
- Training planning.
- Training organisation.
- Outside assistance.

Initially the full-time trained trainer could find himself confused by a multiplicity of roles. He will have to provide direct training himself, assist local supervisors to provide training, plan individual and organisation programmes, assess the usefulness of outside assistance and embark on a continuous path of persuasion and acceptance by line managers, quite apart from creating the mechanics of training manuals and aids. Having established himself and the principle of organised and systematic training, he may well in time be faced with the problem of a sort of isolation through intense involvement with people leading to a lack of attention to keeping up to date with advances in industrial and training technology. Even a trained trainer will need a personal development programme to ensure that he sustains, improves and up-dates himself.

## 5. Conclusions

This paper has attempted to highlight the three important roles, that of the manager, the supervisor and the full-time trainer, in the establishment of good training practice in the water industry. The manager and the supervisor should have training and coaching tasks built in as integral parts of their normal jobs, and the supervisor in particular will have occasional direct training responsibilities. The degree of involvement in training of individuals will vary according to the individuals and the needs and attitudes of the organisation, but many who may not be supervisors in the generally accepted sense of the word could and should have separately designated direct training tasks.

The full-time trainer may be of a variety of sorts ranging from a pure instructor of certain skills to an all purpose man expected to contribute in some way to all aspects of training, and to have a major role in "keeping it all together".

Whatever the role of the individual, training in his

training activities is undoubtedly needed, set in a known commitment by the organisation to systematic training backed hopefully by a training policy.

## 6. Acknowledgements

The IWSA Standing Committee on Education and Training has a programme of activities designed to spread information throughout the water industries of member countries on the subjects of education and training and welcomes contributions and discussions with any members of the Association.

The author, a member of the Education and Training Committee, wishes to acknowledge that he has drawn freely on the work in the training of trainers of the United Kingdom National Water Council's Training Division, and of the Caribbean Basin Water Management Project.

## Summary

In order to establish a reasonably successful training scheme three basic principles need to be established:—

- The commitment, and demonstrated commitment, of managers.
- The active participation of local supervisors in training.
- The availability of a core of full-time training professionals.

To fulfil his part the manager, in addition to a training in management skills, requires to be trained to know and to understand the need for training and how best to meet that need.

The key figure to training success is the supervisor. He has the advantage of knowing the staff and the job intimately, and the two most important items that it is necessary to teach the supervisor are how to analyse the jobs of his staff and then to prepare and present simple direct training.

The third figure in the training chain is the full-time professional trainer whose role may vary from that of a full-time instructor to that of an all-purpose training arranger. This man provides the impetus and focus of training effort in his organisation, he should ideally have an appropriate technical background and needs a comprehensive training in all the skills of his profession. He will be intelligent, flexible, patient and persuasive and equipped with mental and physical stamina.

Training is difficult to sustain in an organisation, especially in the water industry with its widely dispersed staff, without teamwork and continual effort from a core of people. Good training is usually simple, and the division of the total training into easily digested, delivered and received modules is to be recommended. Trainers should therefore not aim for sophisticated systems and styles, in the belief that these are bound to succeed, but should search for the most effective way to utilise what is familiar and available.

The eventual success of an organisation's training depends on the staff within that organisation. For the training of trainers however, generally assistance from outside the organisation is required and the IWSA Standing Committee on Education and Training is equipped to recommend where best to obtain such assistance.

# Importance of education of the community in relation to specific problems of water consumption in Egypt and Sudan

by B. Mabrook\* and F. Swailem †

## Introduction

Everywhere man is always seeking the water which is the main element of his life and development. Water resources when utilised, should be accompanied by special education emphasising optimum use, development and preservation. Not only this is the final goal, but many other objectives should be achieved. Amongst these are efficient management of the water resource comprising both quality and quantity control and specification of the different parameters which could govern such an establishment.

There are special increasing demands on water resources in the developing countries, especially those located in arid and semi-arid zones. Most of these lands are desert lands where precipitation is scarce, severe climatological conditions prevail and life is still primitive. General education levels are below normal standards and this is the major problem of development. However, specialised education in water management has not been traditionally of great importance.

To clarify this situation on a scientific basis, an example is given of a water problem in Egypt and in Sudan. Although the problem is not identical in each country, yet the similarity in the main features and behaviour of the community are obvious. However, a similar solution is required in both countries, which is the education of the members of the community who are the consumers of water.

For a given area reconnaissance surveys and studies of all available water sources should be undertaken as a first step. However, when designing a specified water resource system, the relationship between water demand and the quantity of water available must be studied. The technological basis of the general water resource system is the water resource balance, this being the balance between the quantity of water available in the resource and the demand for water. A factor of major importance widely employed in groundwater reservoirs is defined as the "safe yield". In terms of the water balance, the term is used in the computation of the quantity of water which could be pumped from the resource without destroying the natural balance between the quantity of water recharged and the quantity of the discharged water. This parameter constitutes a vital item of water development studies and should be evaluated and known by water consumers. A wise water policy is then possible based on scientific knowledge and wide understanding. The educational job is considered to be of the same degree of importance as the scientific work. The latter is of minute importance without the application which could be executed by proper education.

## Water resources in Egypt and Sudan

Egyptians and Sudanese have been brothers since pre-historic times. They receive their source of life from the same vein, the great Nile, giving prosperity to the valley and its inhabitants, and where outstanding civilisations have arisen. The Nile River is the main source of water in both countries, supplying Egypt with about  $7 \times 10^{10} \text{ m}^3/\text{year}$ .

It is also the source of groundwater recharge to the aquifers adjacent to its banks, the aquifer of its delta in Egypt and adjacent flanks. During most of its course these groundwater aquifers are very limited due to the geological structures. The largest aquifer is located at the estuary of the river, the Nile Delta, where the sediments of the river constitute the aquifer material. The potential of the groundwater aquifers that are recharged from the Nile have been under extensive study in recent years for their optimum exploitation.

Rainfall in many parts of Sudan is considered to be a considerable source of water for drinking and irrigation purposes. The major part of it flows in drainage patterns and wadis seasonally where small amounts percolate through soil layers to recharge groundwater. The southern and western provinces in Sudan are the main parts which fall in this category. Rainfall in Egypt is of low abundance. It is scarce in the southern parts of the country and moderate in the northern coastal parts. However, it is not considered a significant source of water for economic use in the country.

Another source of water in both countries is the groundwater in the deserts. These groundwaters are of Paleolithic origin and are not related to the present hydrological cycle. They were believed to have been recharged during heavy rains in the last ice age some 40 000 to 70 000 years ago, when different climatological conditions prevailed. These aquifers are scattered in the desert of the northern province of Sudan and the western deserts of Egypt. The potential and occurrence of these aquifers are not yet determined.

## Objectives of this comprehensive presentation

In dealing with the problem of education of consumers of water resources, two cases in Egypt and Sudan are described. The problem is not only the evaluation of the problem and its solution by the users of water. Two specified areas are taken as comprehensive examples of this study, namely: the Eastern part of the Nile Delta in Egypt and the Buram area in Sudan. Although water resources and environmental conditions in both cases are different, the solution of the water problem in both cases depends on the study of the safe yield and on the illustration of the problem and its solution to the public.

---

\*Zagaig University, Faculty of Science, Egypt

†Middle East Center for Isotopes, Egypt.

## Water problem in the Eastern part of the Nile Delta

The area is one of the most populated in Egypt, where agricultural development projects are being constructed. It covers an area of about 1300 km<sup>2</sup> and is bounded by the Damietta tributary of the Nile to the west, the Suez Canal to the east, Manzala lake and the Mediterranean to the north and desert lands and Mokattam-Ataqa Highlands to the south. The area is characterised by a short rainy season in the summer with an annual rainfall of about 7 mm. The climate is generally more arid than the climate of the Mediterranean coastal zone.

The area is characterised by several hydrological features. It is bounded on the eastern and western sides by salt water bodies, the Suez Canal and Manzala Lake respectively. It is bounded on the western and southern sides by two principal fresh water bodies, the Damietta tributary to the west and Ismaillia Canal to the south. The surface water in the first body runs to the north and the second runs in a NEE direction.

Fresh groundwater occurs mainly in the late Pleistocene-holocene aquifer under unconfined and semi-confined conditions. It is recharged mainly from the Ismaillia Canal to the south and from the Damietta to the east. However, a minor contribution to the recharge may come from the complex irrigation canals in the area. The regional groundwater flow is towards the north and north east directions. The calculated fresh water storage capacity in the regime is about  $1322 \times 10^9$  m<sup>3</sup>. This means that the average storage capacity for every km<sup>2</sup> of the area is about  $23 \times 10^6$  m<sup>3</sup>. This value decreases from west to east due to the decrease in thickness of the fresh water bearing sediments.

Beneath this aquifer are the miocene water bearing sediments. This aquifer is composed mainly of sand, clay and sandy limestone, with a maximum thickness of about 220 m. The water quality of this aquifer is poor showing salinity of more than 500 ppm.

Groundwaters of the two aquifers are at present in hydrostatic equilibrium with fresh water located in the upper zones and more saline water in the lower zones. However, the salinity of the upper aquifer increases towards the north east and east due to salt water intrusion. This situation of critical balance of fresh waters and saline waters makes it necessary to study factors affecting the balance and methods of preserving it. The major task is to evaluate the safe yield parameter since the quantity of fresh water has been evaluated and the approximate value of the annual recharge is known. In accordance with the present policy of preservation of food resources, extensive reclamation projects have been executed in the area. Such projects depend mainly on groundwater resources which are very limited and localised. Extensive pumping of groundwater will certainly cause serious salt water intrusion and will spoil the fresh water aquifer. In actual fact this has happened in the last ten years since the contour lines of fresh water (less than 100 ppm) have been continuously displaced towards the south, which indicates an invasion of the fresh water by more saline water. Alarms should be sounded and a programme of educating people to what is happening should be undertaken. The problem is of national importance and all institutions concerned should take part in such work.

## Water problems in the Buram area, Sudan

The area is situated in Darfur province in the west of Sudan. It is bounded by Jabal Marra to the north, Deain district to the east, Chad and the Central African

Republic to the west and Bahr El Ghazal province to the south. It covers about 180 000 km<sup>2</sup> and represents the watershed of a major drainage pattern, which floods seasonally during rainy periods to Bahr El Arab in the south, which is part of the river Nile. The area is one of the most densely populated parts of the Sudan and represents a typical savannah belt. The rainfall season occurs from June to mid-September and the average rainfall is about 470 mm.

The principal geomorphological characteristic is the monotonous plain, in which to the north lies the great Gabal Marra (3350 m). The basement complex rocks cover the western and the south western regions. The whole plain is inclined towards the Bahr El Arab depression in the south and then in a south eastern direction. Another typical morphological characteristic is the presence of numerous wadis occurring mainly in the volcanic rocks of Gabal Marra in the north and the adjacent basement complex hills running southwards to Bahr El-Arab. Low land areas occur within the drainage pattern to the east and south east and consist of alluvium, silt and other fine material.

The main source of groundwater recharge in the area is the rain which falls on the volcanic and basement rocks north and west of the sedimentary basin. The main aquifer is the Nubia Formation aquifer with a maximum thickness of about 500 m. It shows high water potentiality especially where it lies under the regional water table. The regional groundwater flow is from the north, west and from the south towards the south eastern and north eastern directions.

Groundwater recharges feed annually the adjacent underground reservoirs. This is due to the regional groundwater flow which is mainly towards the east. This means that groundwater in the region is only in transit between seasonal recharges from rainfall and wadi flows and discharges towards adjacent areas to the east. This is confirmed by the comparatively high groundwater gradient which reaches about 6 m/km, especially in the north western part of the basin. Another piece of evidence is the water level fluctuations which show that the peak of recharge occurred after heavy rainfall and wadi flows. A significant drop in water level is observed in the dry season.

The great need for groundwater is during the dry season when no rainfall or wadi flows occur. Extensive pumping is needed when low groundwater recharge exists and the major groundwater reserves are transmitted to adjacent localities. Again, a wise pumping policy is needed and evaluation of the "safe yield parameter". Education can play a considerable role in such a policy.

## Recommendations:

From the foregoing, the following recommendations are drawn:

1. It is essential to establish specialised water institutes to supervise management, training for both trainers and trainees and educational activities.
2. A supply of educational illustrations on water supply problems to be displayed in schools, colleges and other educational centres.
3. Installation of water meters on each water well to control the quantity of discharged water.

~~71-1000~~  
71  
IWSA 86

**Comité international permanent sur la pollution et la protection  
des ressources en eau**  
**International standing committee on pollution and protection of  
water resources**

LIBRARY  
International Reference Centre  
for Community Water Supply

**Les matières**

**Contents**

<b>Sujet 1— La protection des ressources en eau contre la pollution en URSS</b>	
<b>Subject 1— Pollution control of water resources used for community water supply in the USSR</b> (G. A. Orlov, URSS—USSR)	Pages S2–S5
<b>Résumé en français</b> <b>Summary in French</b>	Page S5
<b>Sujet 2 — Politiques de lutte contre la pollution en Japon</b>	
<b>Subject 2— Anti-pollution policies in Japan</b> (Keiji Gotoh, Japon—Japan)	Pages S6–S18
<b>Résumé en français</b>	Page S19
<b>Sujet 3 — Politique et programme d'action des communautés européennes en matière de protection et de gestion des eaux</b> (J. Vaccarezza)	Pages S20–S22
<b>Subject 3— European communities policy and programme of action in respect of protection and management of water</b>	
<b>Résumé en anglais</b>	Page S22
<b>Summary in English</b>	

# Subject 1

## Pollution control of water resources used for community water supply in the USSR

by G. A. Orlov, M.Sc. (Eng.)

(USSR)

### 1 Introduction

In all industrial countries protection of water resources from pollution is now a very complex problem. Its solution usually requires a great number of technical, economic, organisational and legal measures, often closely interconnected, which must be elaborated on the basis of retrospective analyses, forecasts of progress in water management and the whole national economy.

Naturally, if this problem is to be examined in detail and for the whole country, all its aspects would have to be considered. However, taking into account the professional interests of the people attending the Congress and the restrictions in time allotted to each paper, the Committee Working Group recommended the consideration mainly of the following points: the situation which had led to the necessity of taking practical measures to combat pollution, their objectives, positive and insufficient results obtained, and the anticipated evolution of policy in the near future. These recommendations were followed in drawing up this report.

### 2 Water resources and their use

The USSR has abundant water resources, holding second place in the world after Brazil. There are some 260 rivers, each over 500 km long, 40 000 lakes with surface areas exceeding 1 km<sup>2</sup>, and several million small bodies of water. Furthermore, a great number of multi-purpose impounding reservoirs have been constructed, including more than 1000 with a capacity of over 1 million m<sup>3</sup> each.

Renewable water resources are estimated to be 4700 km<sup>3</sup> per annum with about 300 km<sup>3</sup> of underground water.

In 1975 total water usage was less than 7% of available resources, while the volume of wastewater amounted only to 3% of the resources. Thus, it might appear that there is no reason to worry about any deficit of fresh water or of an insufficient dilution of wastewaters by river flow.

As a matter of fact, however, the situation is quite different. The point is that water resources in the USSR are very irregularly distributed over the territory. More than 80% of the total surface run-off is attributed to the regions of the extreme North and East which are sparsely populated. These regions embrace the catchment areas of such great rivers as North Dvina, Pechora, Ob, Yenisci, Lena, Amur and others. Lake Baikal, which is the largest in the world (by volume), and is unique for its exceptionally pure water, is also situated in Eastern Siberia.

On the other hand, there is but 20% of the total water resources in the European part of the USSR, although it accounts for three quarters of the country's population and 80% of its industrial production.

It must be noted also that surface run-off is subject to considerable seasonal variation. From 40 to 80% of the annual flow of many rivers passes during the spring flood, while in winter the flow volume is only 2 to 20% of the annual value.

For these reasons some central and southern parts of the country have long experienced a deficit in water resources, and about 40 km<sup>3</sup> per annum is transferred via a number of large canals to these regions.

The quality of surface waters varies greatly. Northern rivers and lakes have water of high colour and low turbidity, whilst southern rivers are characterised by their high turbidity. As a rule, the total dissolved solids and hardness of raw waters are much lower than the values of these parameters in the Drinking water Quality Standards.

The vast majority of municipal water works, as well as those of small industrial plants and irrigated plots, use fresh underground waters as sources of supply. It must be pointed out, however, that underground sources make up only about 40% of urban water usage.

Almost all large cities and other major consumers use surface water. The largest of these consumers is irrigation, followed by industry and power plants, and then by community water supply systems, as shown in Table 1. The growth of total water usage and that of wastewater is summarised in Table 2.

Table 1

Consumer	Percentage of	
	Water usage	Wastewater disposal
Agriculture	52	20
Industry and power	39	72
Municipal economy	9	8
Total	100	100

Table 2

Item	1950	1960	1970	1975
Total water usage, km <sup>3</sup> /yr	86	160	253	315
Total volume of waste water, km <sup>3</sup> /yr	37	57	99	132

### 3 Major causes of water pollution problems

#### 3.1 Rapid industrialisation and urbanisation

At the beginning of the twentieth century, Russia was an agrarian country with a rural population equal to 82% of the total. Not many cities had sewerage systems and fewer still treated sewage by application to soil (Moscow, Kiev, Odessa).

In the late 'twenties the Soviet Union started an intensive industrialisation accompanied by growth of the urban population. This process was checked by the Great Patriotic War, but in post-war years it was resumed at a more rapid rate. It was necessary to rehabilitate and practically rebuild hundreds of towns and thousands of industrial plants.

As may be seen from Table 3, the urban population in the last 20 years has increased by 63,6 million or 1,6 times. Three hundred and eighty-two new towns appeared on the country's map.

Table 3

Item	1913	1959	1970	1979
Urban population, mln.	28,5	100,0	136,0	163,6
Number of towns	666	1679	1935	2061

Industry has been growing at a very high rate. Between 1960 and 1970 total industrial production more than doubled. The production of some branches of industry, whose impact on water resource quality may be especially strong, has grown as follows: chemical and oil refining - 3,5 times, oil producing - 2 times, steel making - 1,8 times, etc.

### 3.2 Time lag in constructing treatment plants

Rapid growth of cities and industry had often left behind the construction of wastewater treatment plants. Many industrial undertakings and a number of municipalities were slow to build their treatment facilities, and means allotted for that purpose were not used in full. As a result of this, centres of pollution spread along river sections in densely populated areas of the country, including the river basins of Volga, Ural, Dnieper, Don, Irtish.

Of all pollutants, oil products and phenol compounds were most widespread, whilst downstream of large cities these were followed by organic substances (evaluated by their BOD), phosphorus and nitrogen compounds, synthetic detergents.

In the Moscow river the maximum pollution occurred in 1962, i.e. just before the large Luberetskaya activated sludge plant was put into operation. At that time, downstream of Moscow city the BOD<sub>5</sub> in the river water reached 11 to 13 mg/l, whilst the deficit in the dissolved oxygen content amounted to 92%.

Certain sections of Siberian rivers became polluted also, e.g. Tom and Tobol, where it was reported that the river water did not always satisfy hygienic requirements. In the cold climate of Siberia the rate of self purification is low, which is conducive to pollution. As has been shown by investigations, for example, the rate of E-coli dying off is 20 to 30% lower than that in the middle sections of the country.

### 3.3 Eutrophication

Eutrophication has taken place at some impounding reservoirs, especially in the lower Volga, Dnieper and Don rivers. Eutrophication manifests itself in an intensive growth of blue-green algae with patches of "bloom" in the summer time spreading in shallow water, where the depth is below 2 m. Impounding reservoirs situated in flat country have large areas of shallow water, reaching at times 15% of the impoundment. At the Dnieper reservoirs

shallow-water zones occupy 5 to 7% of the total water surface. In these zones, thoroughly warmed and lighted by sunshine, blue-green algae grow with particular intensity. It is known that their metabolism and decay lead to the contamination of the water with harmful organic substances, causing disagreeable tastes and odours.

## 4 Basic protective measures and their results

### 4.1 Initial measures

In the first decades of the twentieth century measures to protect water resources from pollution applied mainly to community water supply sources and included organisation of sanitary protection zones, discharge of wastewater as far away from water intakes as possible, and working out regulations for effluent treatment and discharge.

According to a government decree of 1937, sanitary protection zones were created around all intakes of community water supply systems. These zones include considerable territories and help to prevent pollution of water sources. Thus, for rivers and canals the first or inner section of the zone is not less than 6 ha, and on reservoirs it is equal to or exceeds 4 ha. For underground sources it has a radius of from 30 to 100 m. In the outer section of the zone, which is much greater in size, it is prohibited to dump any kind of wastes, discharge effluents insufficiently treated, etc.

In 1939 effluent discharge regulations common to the whole country were worked out and approved.

### 4.2 Wastewater treatment

For the last three decades, construction of wastewater treatment plants has been a major pollution control measure. In April 1960 the Council of Ministers by a special decision prohibited the commissioning of new undertakings, industrial premises, or machinery units discharging wastewater, unless it had been properly treated and detoxified.

Construction of treatment plants has since taken place on a massive scale. Thus, from 1966 to 1979 about 8200 such plants were commissioned.

In subsequent years a number of important laws and decisions were adopted, aimed at the protection of the environment and water resources in particular. Measures were determined to prevent pollution of the rivers Volga and Ural, the Black Sea and the Azov Sea, Lake Baikal and other large water bodies. Specific targets were set for different Ministries and Departments to construct wastewater treatment plants, furnish them with the necessary equipment and organise control over the quality of water resources, etc.

As a result of implementing these measures, over 10 000 treatment plants and units were commissioned in 1970-1976. In Moscow the Novo-Kuryanovskaya secondary treatment plant of 1 000 000 m<sup>3</sup>/d was built and the total capacity of all Moscow plants exceeded 5 000 000 m<sup>3</sup>/d. Large treatment plants were also commissioned in Gorky (600 000 m<sup>3</sup>/d), Volgograd (280 000 m<sup>3</sup>/d), Kalinin (220 000 m<sup>3</sup>/d), etc.

In recent years, in the Volga and the Ural river basins alone, secondary treatment facilities have been constructed in 22 large cities, their total capacity being over 4 000 000 m<sup>3</sup>/d.

### 4.3 Required degree of treatment

When wastewater treatment plants in the USSR are designed, the required degree of treatment is determined on the basis of Maximum Permissible Concentrations (MPC) of pollutants in the receiving water.

These MPC should not be exceeded at the nearest point of water usage by the plant effluent diluted by the receiving water. The values of MPC are established by Ministries of Public Health or of Fisheries, depending on the type of water body. Every wastewater treatment project must be approved by the regulatory authorities of these Ministries. The values of MPC of pollutants and general requirements for the composition and properties of surface water are given in "Regulations for the Protection of Surface Water from Pollution by Effluents". These Regulations are obligatory throughout the country. The latest edition was issued in 1975. The list of MPC is regularly supplemented, and now it includes more than 600 substances. A state standard on choosing and evaluating the quality of community water supply sources has been established. Surface water quality criteria on the basis of biological tests are also being produced.

### 4.4 Other pollution control measures

Obviously the problem of protecting water resources from pollution cannot be solved only by the development of industrial and municipal wastewater treatment. That is why other pollution control measures have been implemented in the country. Of these the most important are: decreasing the quantity of industrial effluents by means of recirculation and zero discharge systems, re-use of treated wastewater in irrigation, regulation of wastewater discharge by using storage reservoirs, river flow transfer to increase the dilution of pollutants in dry weather, etc. Increasing the economic effectiveness of these measures and improvements in control functions also play an important part.

State regulatory agencies demand that industry should develop recirculation and, if possible, zero discharge systems. Large undertakings are willing to comply with the demand to construct recirculation systems, as recirculated water is cheaper than that from a direct industrial water supply system, and several times cheaper than drinking water. Nowadays, in the chemical industry, for example, only 17% of total water usage is fresh water, while in the oil-refining industry it is only 10%. Some metallurgical works use only 1 to 3% of fresh water. Certain industrial enterprises are already working with zero discharges. These include 28 concentrating mills, The Upper Dnieper Mining and Metallurgical Works, a cardboard mill in the city of Lvov, etc.

At the same time small industrial plants supplied with water by municipal waterworks are in no hurry to turn to recirculation systems, as their water cost is generally small. However, more and more municipal water supply systems now set limits on water used by industry and charge fines for excessive usage. As a result of this, the share of industrial usage in the total quantity of water supplied by municipal waterworks has decreased by 3% in the last 5 years. The percentage of industrial effluents discharged into municipal sewerage systems has decreased accordingly.

Re-use of treated wastewater for irrigation has not received wide use as yet. Altogether about 100 000 ha are irrigated with wastewater, although there is evidence that the practice may have a substantial economic effect.

The use of storage reservoirs to regulate the discharge of effluents has a special significance for receiving water bodies with insufficient self-purification. Such reservoirs are used mainly for industrial effluents, such as those from chemical plants on the banks of the rivers Severskiy Donets, Kama, etc. Often they are used for urban storm water systems.

As has been mentioned earlier, flow transfer has been widely practised in the USSR. At periods of low water this enables the improvement of the sanitary state of the recipient river. Thus, to replenish the Moscow river a number of impounding reservoirs and canals were constructed to transfer water from the Volga and the Vazuza rivers. The first stage of the Dnieper-Donetsk Coal Fields canal has also been constructed to deliver water to the Severskiy Donets, etc.

### 4.5 Control functions

Functions of control over rational usage and protection of all water resources in the country are responsibility of the Ministry of Reclamation and Water Economy of the USSR. Prevention and elimination of pollution of surface and underground waters used for water supply or recreation are controlled by Ministry of Public Health.

The former Ministry has 118 river basin administrations and inspections, which control all point discharges exceeding 100 m<sup>3</sup>/d. There are now over 100 000 such discharges under control.

Observations on pollution of surface waters are carried out by the State Committee on Hydrometeorology and Protection of the Environment. These observations embrace over 1000 water bodies.

Water supply enterprises control water quality in sources of supply within the borders of sanitary protection zones.

### 4.6 Research work

Major research on pollution control is carried out under the direction of the State Committee on Science and Engineering. Thus, in the 'sixties a General Scheme for Rational Use and Protection of Water Resources in USSR was worked out, and later it was supplemented and corrected. A large number of research and planning institutes participated in the work. Some pollution control schemes for separate river basins have been worked out, e.g. for the Upper Dnieper, the West Dvina, etc.

Extensive studies are under way presently on various aspects of protecting water resources in connection with prospective flow transfer from certain northern rivers southward in quantities from 50 to 100 km<sup>3</sup> per annum. Some research work is being carried out in co-operation with member countries of the council for Mutual Economic Assistance and with certain Western countries.

### 4.7 Some results of implementing pollution control measures

As a result of progress in wastewater treatment and in the implementation of other pollution control measures, the quality of many surface waters has appreciably improved, including sections of the rivers Volga, Ural, Dnieper, Don, Kuban, Syrdarya, etc. The improvement is manifest in an increase of dissolved oxygen, lowering of BOD and COD parameters, decrease in the number of raw water samples showing the presence of oil products, phenols and other pollutants. A notable

fact is that within the borders of Moscow city with its 8 million inhabitants, the river water has become good enough for bathing and there are now fish in it.

As Public Health authorities have reported, in recent years the water-borne sickness rate has considerably decreased. The positive role of sanitary protection zones for community water supply sources may be seen by the fact that during the period from 1958 to 1967, only 4,5% of all outbreaks of dysentery were due to bacterial contamination of water in these zones.

At the same time, much effort is still required to solve the problem of protection of water resources from pollution. Time schedules in constructing wastewater treatment facilities are not infrequently delayed. It was reported in the press, for instance, that three paper-mills were to commission their treatment plants by 1977, yet two years later the plants were still not complete.

Pollution of certain small rivers is also causing concern. Conducive to this are such facts as unreasonable cutting down of trees and shrubs along the river banks, unwarranted car parking by tourists, and some other violations of water legislation.

## 5 Policy for the near future

Basic measures to protect the country's resources from pollution aim at improvement of both surface and underground water quality so as to raise the sanitary reliability of community water supply and to prevent damage to other users and to the environment. Such measures have been worked out for river basins or for large enough sections of the basins. They are also planned for separate territories and branches of the economy.

The measures are worked out on the assumption that the quantity of wastewater may increase to about twice its present level. Then, even if all the effluents are treated by economically acceptable methods, residual pollution for many sections of water bodies may still be too high. Attempts have been made, therefore, to decrease, as much as possible, discharges of industrial effluents and provide for gradual transition to zero discharge processes, firstly for industrial undertakings situated in regions with a deficit in water resources. Experience indicates that zero discharge systems may be economically feasible. At a chemical plant in the Ukraine, for example, a saving of 4,5 million roubles a year was achieved; at a ferrous metallurgical works the saving was 468 000 roubles a year, etc.

At the same time, more intensive wastewater treatment processes will be developed. At municipal treatment plants these will include tertiary treatment by rapid filtration, micro-straining, lagooning and irrigation. It is expected that in the near future up to 30% of municipal wastewater will be subject to tertiary treatment, while a considerable part of treated wastewater will be re-used for industrial water supply.

Calculations show that for an activated sludge plant of 100 000 m<sup>3</sup>/day capacity the unit cost of treatment using various tertiary processes increases from 1,1 to 1,6 times, although the treated wastewater is still cheaper than drinking water.

A number of measures are envisaged to combat algal "bloom" in impounding reservoirs, including elimination of shallow-water zones, aeration, removal of algae by flotation and other methods.

Certain underground water sources need protection from pollution as well. Thus, the wide use of artificial recharge of underground water is contemplated in order to prevent penetration of polluted or salty water from adjacent strata into aquifers with falling levels of fresh water. As a result of extensive research work carried out for that purpose, regions where artificial recharge is most required and feasible have been determined.

To improve the control of water quality it is contemplated to continue setting up automated control systems, as has been done for sections of the rivers Moscow and Severskiy Donets.

## 6 Summary

In the USSR, as in other industrial countries, protection of water resources from pollution is a very urgent problem. The pollution problem originated as a result of very rapid industrialisation and high rates of urban growth, especially in the middle and southern parts of the country, where less than a quarter of the country's total water resources are available.

The principal water protection measures have included creation of sanitary protection zones for water supply sources, development of wastewater treatment, reduction in industrial effluent volumes by using recirculation systems and improving industrial processes.

Policy for the near future includes complete cessation of the discharge of untreated or insufficiently treated wastewater, development of tertiary treatment, and re-use of treated municipal wastewater on a wide scale in industry and agriculture. It is contemplated also to develop zero discharge systems for industrial and power plants.

Automated water quality control systems will find application, embracing a number of river basins and large sections of these basins.

## References

1. I. I. Borodavchenko *et al.* Protection of Water Resources. Moscow, 1979.
2. N. V. Zarubin. Multipurpose Use and Protection of Water Resources. Leningrad, 1976.
3. S. N. Cherkinsky. Sanitary Conditions for Discharging Effluents into Water Bodies. Moscow, 1977.
4. State standard (GOST 17.1.3.03-77). Nature protection. Hydrosphere. Selection and quality assessment of centralised water-supply sources for domestic consumption.

## Résumé

En U.R.S.S. comme dans les autres pays industrialisés, la protection des ressources en eau contre la pollution est un problème très urgent. Il a son origine dans la très rapide industrialisation et le taux très élevé de la croissance urbaine, en particulier dans le centre et le sud du pays, où l'on ne trouve que moins du quart du total des ressources en eau disponibles.

Les principales mesures de protection appliquées comprennent la création de zones de protection sanitaire autour des captages, le développement du traitement des eaux usées, la réduction des déversements d'eaux usées industrielles par le recyclage et l'amélioration des processus industriels.

La politique pour l'avenir immédiat comprend l'arrêt du déversement des eaux usées non traitées ou insuffisamment traitées, le développement du traitement tertiaire, et la réutilisation des eaux usées domestiques épurées, à grande échelle, pour l'industrie et l'agriculture. Il est également envisagé de mettre au point des systèmes de déversement zéro pour l'industrie et les usines électriques.

Des réseaux de contrôle de qualité de l'eau automatisés, embrassant un certain nombre de bassins fluviaux et de larges sections de ces bassins, seront mis en place.



# Anti-pollution policies in Japan

by Keiji Gotoh

Chief, Water Quality Management Center, Bureau of Waterworks, Tokyo Metropolitan Government, Tokyo 100, Japan

## Introduction

The purpose of this paper is to make a brief survey of the water pollution status and anti-pollution measures in Japan, mainly from the water supplier's standpoint.

Japan, a rapidly modernized country which had only extricated itself from its mediaeval ages in the middle of the nineteenth century, has been struggling to establish the nation's sovereignty and to achieve industrial and economical development in a short period.

In the course of time, the negative effect of vigorous economic growth on human life was apt to be neglected, and thus environmental pollution has become a serious problem.

Environmental protection policies, however, have often been forestalled, and moreover, being coupled with a lower living standard and a poor infra-structure, it could be said that Japan is a long way behind other advanced countries in this respect.

In addition, the anti-pollution measures available to water suppliers are only for self defence purposes. They have little regulatory authority, seeking any possible way to maintain the safety of drinking water.

Since inhabitants cultivate their way of life out of the environment in which they live, the environmental problem should largely be concerned with the cultural climate and nationality. This paper keeps the accent on this matter.

## 1. Situation and characteristics of Japan

### 1.1 Topographic and climatic conditions

Japan is a long and narrow aggregation of islands, extending from sub-tropical to sub-arctic zones, where the season is so varied that in summer, temperatures and humidity are high with abundant precipitation (averaging 1,750 mm/year), with much snow in winter, influenced by the Asian monsoon.

On the other hand, the land in the new geological era is mountainous and rivers are short and steep, making the coefficient of river regimes generally as high as several hundred to one thousand and more.

### 1.2 Social and temperamental characteristics

The characteristics of Japanese society are strongly affected by the aforesaid conditions.

(1) A dual character intermixing tropical with arctic temperament which make the Japanese personal-ity enthusiastic but fickle and easily resigned.

(2) Disciplined as befits a rice-cropping agricultural people restricted by seasons and as an isolated unitary nation; their temperament has become diligent and inclined towards centralization.

(3) Because of rapid water circulation, the natural self-purification capability has been too much taken for

granted, as expressed by the common phrase "To let flow with water" meaning "To forgive and forget".

(4) Human waste had been returned to farmland as an important fertilizer, being fairly isolated from the water drainage area; also cities were not always so concentrated in area; these situations have caused a delay in providing sewage works.

(5) Japanese industrialization since the Meiji Restoration of 1868, centering upon mining and manufacturing industries, had given top priority to productivity, and non-productive facilities were considered to be much less important.

(6) When Japan started post-war rehabilitation, with cities destroyed and farmland desolated, the first and most urgent problem was to solve the severe shortage of food. Government policy to foster the chemical fertilizer industry brought a noticeable improvement, but at the same time it cut the circulation of human waste from cities to farms.

(7) In consequence, human waste disposal became the responsibility of the municipalities. They have relied upon septic tanks as a temporary expedient until the construction of sewage works. The effluent from these has become the greatest pollutant to rivers flowing near cities.

## 1.3 Features of water pollution in Japan

The following are features of the heavy water pollution in this congested industrial country:

(1) Pollution problems used to arise as a conflict between mining-manufacturing industry and agricultural fishery industry, and was reconciled between them.

(2) The pollution problem would only be tackled after it had become in excess of tolerable limits.

(3) The greater part of pollution is due to waste-water, untreated or insufficiently processed, discharged into public waters.

(4) Off-line raw water reservoirs, very effective against water pollution, are hardly available in Japan because of the extreme difficulty of obtaining land, especially in the vicinity of cities.

## 1.4 Administrative organization

The jurisdiction of government authorities based upon the legal system are clearly defined, though somewhat intricate, and they guide the respective Prefectural\* offices. Such a system is often called a "vertical administration system."

\*The local public entity in Japan consists of two categories: it comprises one TO (Tokyo Metropolis), two FU's (Grand Prefectures of Osaka and Kyoto), one DO (Hokkai-Do) and forty-three Prefectures; and the other category includes Cities, Towns and Villages.

The former category shall be hereinafter referred to as "Prefectures", and the others as "Municipalities".

Table 1 shows government organizations responsible for water management policies.

The construction and operation of water supply utilities is regulated by the Water Works Law, with the principles of clarity, abundance and inexpensiveness. Management is controlled through the "Local, Public Enterprise Law" from the economic point of view, based upon the principle of economically sustaining utilities.

## 2. Progress of water pollution in Japan

Japanese industry and economy sustained a remarkable growth from 1955 until the depression caused by the "oil shock" in the autumn of 1973. In parallel with that, the environmental hazards which had germinated in earlier times progressed radically to a climax in 1970, and became a big social problem.

### 2.1 Water pollution before the war

#### 2.1.1 Watarase copper poisoning affair

The first instance of water pollution was probably the copper poisoning in Watarase River, a tributary of the Tone River, upstream of which was a copper mine, opened in the Shogunate Era.

The influence of its waste, containing copper sulphate, on fisheries and rice fields had appeared gradually around 1880, and from 1889 a persistent movement against the poisoning arose spontaneously among the peasants. The movement, supported by the activity of a Diet member, aroused a lot of political interest and persuaded the government to order the mining company to control the discharge and at the same time to make efforts to bring the matter to an amicable settlement.

#### 2.1.2 Itai-Itai disease

The so-called Itai-Itai Disease, which occurred prewar and brought a solution after the war, was a big cadmium poisoning caused by waste drainage from a zinc mine.

Along the Jinzu River in Toyama Prefecture, an unusual disease which caused bones to become weak and brittle, was detected about 1935 and was considered endemic. "ITAI" means the patient's moan of pain.

In 1960, a local physician investigating the cause revealed that the rice there contained a high concentration of cadmium, brought by irrigation water contaminated with waste discharged from the mine.

The judgment at the second trial, having rejected the mine's assertion that liability should not be incurred if it could not be strictly and scientifically proved was an epoch in the history of lawsuits in environmental problems.

#### 2.1.3 Pollution of water sources

Water sources for large cities were mainly rivers and springs. Edo City, the old name of Tokyo, with a population of over a million early in the seventeenth century, was supplied with water through six systems of waterworks supplying spring water and river water taken from upstream.

In those days, waterborne epidemics were rare because of the restoration of night soil from cities to farms. Then, at the end of the nineteenth century, an epidemic of cholera broke out in the port of Yokohama and spread to Tokyo. With this as the momentum, modernized waterworks were provided in larger cities.

These sources were gradually polluted with sewage and industrial waste at the beginning of the nineteenth century, although still remaining within a permissible range. Nevertheless, very impressively, the Japan Water

Works Association, representing water suppliers' anxiety for future, repeatedly appealed to the government for revision of the "Water Works Law" to include source protection articles, beginning with a tentative bill early in 1915.

### 2.2 Water pollution in the period of explosive environmental hazards

The year 1970, when cities and also industries themselves were suffering from an explosion of acute environmental hazards, was the turning point in urging the government and local authorities to arrange policies to positively fight these hazards.

Below are described some of the grave water pollution occurrences symbolizing that period.

#### 2.2.1 Minamata Disease

The Minamata disease, an organic mercury poisoning, first attacked the eaters of fishery products from Minamata Bay, Kumamoto Prefecture (1953-), and then the people along Agano River, Niigata Prefecture (1964-), affecting more than one thousand persons. This disease affects the nervous system, and caused one hundred and eighty deaths at that time.

In each case, the origin was the wastewater discharged from chemical factories utilizing mercury as a catalyst and the poison was concentrated by biological magnification through food chains.

The decree of the court (1973) was also epoch-making in that the burden of causality verification should in future rest upon the polluter, and it would be enough for the sufferer "to retch in front of the factory."

#### 2.2.2 Kanemi rice oil poisoning

A contamination accident of a cooking oil refinery process occurred when a coolant, polychlorinated biphenyls (PCB's), leaked out of piping in 1968, and more than 1,500 consumers suffered from PCB contamination.

Although not a water pollution problem, the event contributed substantial momentum to the strict control of PCB thereafter.

#### 2.2.3 Kaschin-Beck disease problem in the Tama River

The Tama River is Tokyo's most important water source which has been in use since 1650, and presently six purification plants are located along it. The Tamagawa PP (Purification Plant) supplying 152,500 cu.m/day and situated downstream of the city has been struggling with heavily polluted water.

Recently a researcher announced that within the plant's service area, patients with Kaschin-Beck Disease had been found, and the Tama River water was confirmed to be the origin of the disease, containing possibly etiological substances such as feluric acid and parahydroxycinnamic acid. A great deal of social interest in the safety of supplied water was aroused (1970).

The Tokyo Metropolitan Bureau of Waterworks then hastily suspended the plant, and put the question of this problem to an advisory committee, which included the researcher mentioned above.

The committee reported in 1972 that:

- i) no clear evidence could be found of the occurrence of Kaschin-Beck Disease in Japan, nor the existence of the etiological substance in the Tama River,
- ii) if the source water contained the disease it would be removed in the plant process, esp., pre-chlorination and powdered activated carbon treatment, and
- iii) having been considerably polluted, the source would not be suitable for potable water: it should be abstracted and purified according to appropriate criteria.

The committee also proposed criteria for controlling raw water quality and purification processes at the Tamagawa PP.

However, Dr. Minobe, the then Governor of Tokyo Metropolis, ordered that the plant should not be opened until its supply of potable water could be ascertained as safe. He emphasised that anyone suspected in pollution affairs would be punished.

The Tamagawa PP was revived after nine years in 1979, solely to supply industrial water. Its product is supplied through a pipeline 30 km long to the Misono Dual Purpose PP (300,000 cu.m/day of potable water and 350,000 cu.m/day of industrial water), where the Tamagawa water is exchanged for the same quantity of potable water.

#### 2.2.4 Objectionable odour problems in the Tone River

On the 2nd of January 1970, a strong onion-like odour occurred in the Tokyo Metropolitan Asaka PP and the Saitama Prefectural Okubo PP, both taking raw water from the middle stream system of the Tone River.

The former, a large plant with a capacity of 1,700,000 cu.m/day supplying one third of Tokyo, could not be closed down because of insufficient back-up capacity at that time and 1.26 million families were affected by the objectionable odour.

The plant collected together all available powdered activated carbon, and put it directly into the grit chamber by hand to tide it over the crisis.

In the meantime they failed to pursue the polluter. From various pieces of evidence, the pollutant was assumed to be cyclohexylamine.

A private investigation pointed to a chemical factory upstream in another prefecture, but these were the only things that could be done at that time and in that atmosphere.

This accident was a great shock to water suppliers, central and local government and the citizenry, and it aroused their interest in water pollution.

At the end of the year, an extraordinary session of the Diet, called "the Environmental Diet", was held to establish a series of important anti-pollution legislative measures.

The odour trouble occurred at the very beginning of 1970 and was really a symbol of the climax of environmental hazards and the start of new policies against them.

## 2.3 Waterworks affected by water pollution

### 2.3.1 Tama River and Tamagawa PP

The downstream section of the Tama River has been seriously polluted since 1960 as shown in Fig. 1. The ammonia-nitrogen content, for example, increased 1,000 times within twenty years. As the corresponding rise in population in the catchment area was about 3.5 times, the pollution was recognized to have come from human waste.

The following is a chronological outline of the progressive pollution at the Tamagawa PP, and the measures taken against it.

**Jan. 1959** — Commencement of pre-chlorination, and abolition of slow sand filters.

**Jan. 1960** — Bubbling of synthetic detergents began to occur continuously.

**Apr. 1961** — Start of powdered activated carbon treatment

**Aug. 1961** — To deal with a manganese colour problem, pre-chlorination was intensified.

**Jan. 1962** — To supplement the alkalinity lost by an excess application of pre-chlorination (the maximum dosage reached 200 ppm), sodium hypochlorite was used in combination.

**July 1964** — Musty odour problem of biological origin began, and carbon had to be used throughout the year.

**Sep. 1970** — Suspension of the plant on suspicion of causing the Kaschin-Beck Disease.

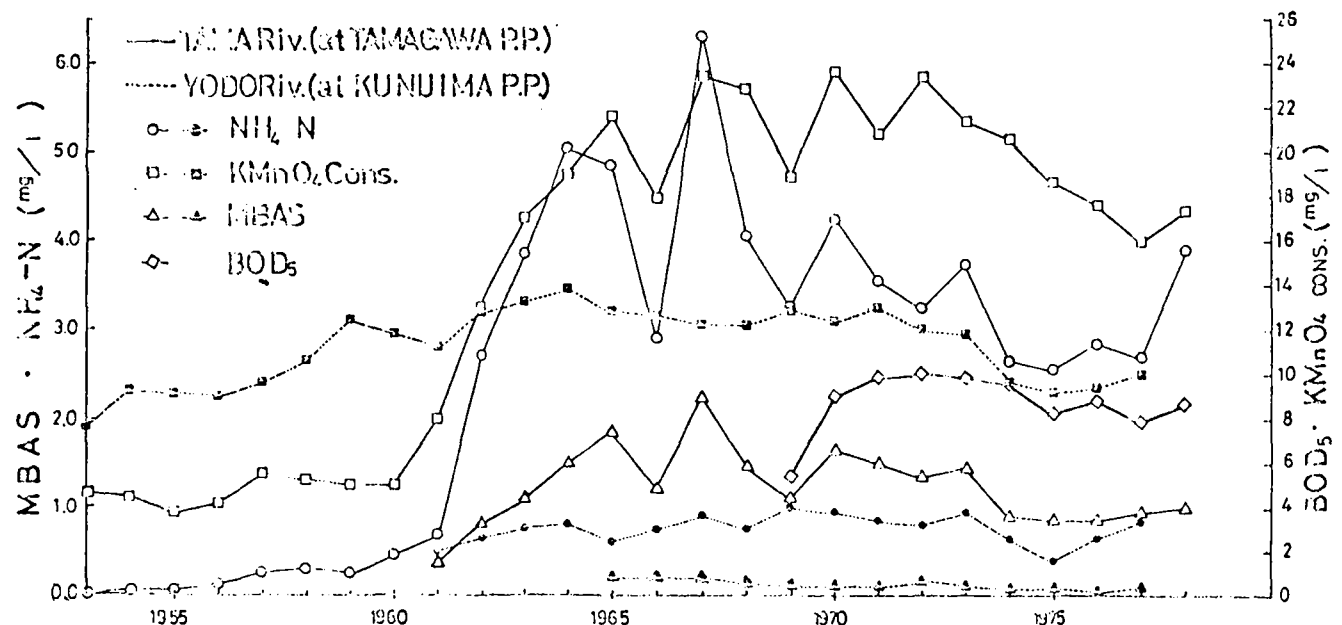
**July 1979** — Re-start of plant operations to produce industrial water.

Tokyo Metropolitan Bureau of Waterworks is considering how to return to Tamagawa PP wholly to the supply of potable water. One of the processes possible might be a combination of biological nitrification and trihalomethane removal.

Meanwhile, construction of the Tama River Basin Sewerage System, the most fundamental anti-pollution measure, is somewhat delayed. The project, designed to cover 3.8 million inhabitants, is partly operational (40 per cent) and the entire system will be completed by 1995.

Seven sewage treatment plants will adopt tertiary treatment processes to remove MBAS and BOD to

Figure: Progress of water pollution in the Tama River and the Yodo River.



meet the Environmental Standards. However, ammonia-nitrogen may be much increased, which will remain a problem.

### 2.3.2 Yodo River and Osaka Municipal Waterworks

The pollution of the Yodo River is also shown in Fig. 1. The Osaka Municipal Kunijima PP (1,180,000 cu.m/day), which draws its water furthest downstream of twelve intake points, began pre-chlorination intermittently early in 1927 and since 1962 has adopted regular break-point chlorination for the purpose of solving the colour trouble caused by manganese.

Slow sand filters had to be applied to the pre-treated water through coagulation-sedimentation from 1961, but they were abandoned and reconstructed as a rapid filtration system in 1974.

### 2.3.3 Yamato River

Yamato River, supplying Sakai City with raw water, is another example of a heavily polluted source.

From 1961 the pollution has become marked, with an annual average BOD value over 5 mg/litre, which rose to more than 12 mg/litre in 1965, 16 mg/litre in 1967 and exceeded 20 mg/litre in 1977. The main origin was waste from pig farming operations.

Sakai Municipal Waterworks, while receiving increasing amounts of potable water from the Osaka Prefectural supply system, tried to abstract as much Yamato River water as possible, according to their special raw water criteria, but were at length obliged to suspend use of the water source in 1978.

### 2.3.4 Edo River and Kanamachi PP

Edo River is an offshoot of the Tone River, flowing about 50 km along the boundaries between Saitama, Tokyo and Chiba Prefectures to Tokyo Bay. It supplies raw water to five waterworks.

The Kanamachi PP of Tokyo Metropolitan Bureau of Waterworks, presently the largest plant in Japan with a capacity of 1,820,000 cu.m/day, is situated on the most downstream point of the Edo River, with one Chiba Prefectural plant on the opposite bank. There a musty odour began to occur in 1969 under conditions of low flow and high temperature.

According to research carried out by the Water Quality Management Center, certain kinds of blue-green algae (*Oscillatoria* sp. and *Phormidium* sp.) produce geosmin and dimethylisoborneol. These algae rapidly propagate themselves within a highly polluted branch river and flow into the Edo River, forming a semi-reservoir adjacent to a set of sea-water protection gates, where they are retained for a considerable time and then scatter widely.

The Bureau is deliberating effective interim anti-odour measures whilst waiting for the sewage works, which are expected to cover that area by 1990.

### 2.3.5 Pulp waste contamination case in Edo River

In the more downstream part of the Edo River, about seven km from the estuary, is situated a pulp factory. In 1958, it discharged semi-chemical pulp waste to the river causing serious damage to the fisheries around the estuary. It became a large dispute and the irate fishermen occupied the factory in protest.

With the momentum caused by this event, the government hastened to draft two pollution control laws, "Industrial Waste Water Control Law" and "Public Water Quality Protection Law", forerunners of the present "Water Pollution Control Law", and they were enacted within that very year.

## 3. Policies against water pollution

### 3.1 Legal system for environmental protection and its history

The present legal system for environmental protection in Japan is shown in Table 2. The following is a brief history of its development.

#### 3.1.1 Prewar status

Before the war, the "River Law" was the only statute concerned with environmental protection. However, it could not be put to practical utilization.

#### 3.1.2 Local government advancement

Environmental problems are more specific to the region, and the policies against them used to be developed first by local government; thereafter the national government would follow them. For example, Tokyo Metropolitan "Ordinance for Factory-Originated Nuisances" was enacted in 1949, followed by several leading prefectural ordinances before 1955.

In particular, Tokyo's "Environmental Pollution Control Ordinance (1969)", which declared the three principles stated below, has been praised as an epoch-making statute, and has much influenced succeeding environmental legislation:—

(1) Citizens shall have a right to a wholesome, safe and comfortable life.

(2) Citizens shall respect the rights of others and not spoil nature and the environment.

(3) The Metropolis of Tokyo shall bear the maximum responsibility of assuring the citizens of these rights.

#### 3.1.3 Two early water pollution control laws

Taking advantage of the said Edo River dispute, two laws relating to pollution control, "Industrial Waste Water Control Law" and "Public Water Quality Protection Law" were established in 1958.

These were revised after twelve years to tighten control and to give greater authority to local government.

#### 3.1.4 Basic legislation for environmental protection

The "Basic Environmental Pollution Control Law" was enacted in 1968, although it contained the statement 'environmental protection in harmony with economic development' which may be suggestive of a 'productivity first' point of view. Moreover, the coordinating function of this intricate legal system, charged to the Economic Planning Agency, was not sufficient.

#### 3.1.5 Arrangement of the legal system

The year 1970 was a turning point in environmental policies, as mentioned before. Firstly, "Environmental Water Quality Standards" were established in May.

At "The Environmental Diet" in the autumn, the "Basic Environmental Pollution Control Law" was revised to delete the article on 'harmony': the "Water Pollution Control Law" was established replacing two foregoing laws: The "Sewage Works Law" was newly added for the purpose of involving sewage works in public water quality preservation. The other fourteen related laws were enacted.

Further, as an integrated authority concerned with these policies, the Environmental Agency was established in the Prime Minister's Office at the end of 1970. The other related laws were also enacted by 1975 to complete the arrangement of the legal system.

Common characteristics of this legislation can be enumerated as follows:

(1) Control measures are backed by direct penalties. In particular, the principle of no-fault liability is applied.

(2) Control is transferred to prefectures and municipalities as much as possible.

(3) The scope of control is extended to waste disposal and highway affairs.

### 3.1.6 Water source standards

In 1970, the "Water Quality Standards for Water Resources Areas" were recommended to the Minister of Health and Welfare by the Advisory Committee for the Living Environment.

The standards, shown in Tables 3-7, which reflect largely the water suppliers' opinion, have regretfully not yet acquired authorization.

### 3.1.7 Gross pollutant control

In 1978, the "Water Pollution Control Law" was revised to include 'the gross pollutant control system' for those specific closed water areas where the Environmental Standards were not really adequate to exert the required control.

Presumably, three water areas, Tokyo Bay, Ise Bay (around Nagoya, the middle Japanese industrial district) and the inland sea of Seto (including Osaka Bay and the North Kyushu industrial districts) have been designated.

The gross pollutant discharge standard, based upon COD, must be determined by the prefectural governor concerned, and applied to specific factories within the designated area which discharge wastewater in an amount averaging 50 cu.m/day and over.

In Tokyo, for example, the gross pollutant discharge standards will be fixed this year on the basis of cutting off 8.8 per cent of the pollutant load flowing into Tokyo Bay by 1984.

## 3.2 Environmental water quality standards

The Environmental Water Quality Standards, founded upon the Basic Environmental Pollution Control Law, are administrative goals composed of two portions.

One is the "Standards Regarding Human Health", as shown in Table 4, adopted throughout the country. The other, "Standards Regarding Living Surroundings" is applied to the water area, river, lake or sea, specified by the government according to their pattern, thus reflecting both the characteristics of the water area and the purpose. The prefectures are responsible for measuring water quality in the specified water areas. Tables 5 and 6 show the Standards for rivers and lakes.

In 1978, the Human Health Standards were successfully achieved in 99.93 per cent of the 5,100 measuring points, while the Living Surroundings Standards were not achieved in 21, 36 and 18 per cent of the river, lake and sea measuring points respectively, totalling 6,500 points of the 2,800 water areas, remaining almost at the same levels.

In addition, the prefecture is obliged to schedule the river basin sewerage arrangement plans in the specified water areas within two years. This measure elucidates the relationship between sewerage and pollution control and urges the office to decide the priority of investment.

## 3.3 Effluent standards

The "Natural Effluent Standards", included in the Water Pollution Control Law and shown in Table 7, are the actual measures to be used to achieve the Environmental Standards. The Standards apply to wastewater discharged to public water from specific facilities (factories and works). Presently eighty-one kinds of

business are specified, and these include about 130,000 facilities in 500 industries.

Even water purification plants with sedimentation and filtration processes (10,000 cu.m/day and over), sewage treatment plants and scientific and technological laboratories are included within the specified facilities.

The law authorizes the prefecture to set strengthened effluent regulation standards applicable to a confined area, and all of the forty-seven prefectures have established them. Table 8 shows the Tokyo Metropolitan Effluent Regulation Standards for factories as an example.

It is also the prefectural governor's responsibility to order suspension or improvement of the potential polluting facilities. Fifty-two suspension orders and 650 improvement orders were issued over the country in 1978.

## 3.4 Environmental protection expenditure and polluter's charge

The "Law for Charging Environmental Protection Expenditure to the Polluter" applies the "polluter pays principle" (PPP), of the following financial nature:

(1) The local environmental pollution caused by a particular industrial activity should be ascribed to that industry, and the industry is responsible for eliminating the pollutant.

(2) For accumulated pollution, the authority concerned should take measures against it. Even in this case, however, if the polluter is identified, he must be charged.

(3) Only when the PPP principle, in a wide sense, is not applicable is tax then paid for environmental protection.

The industrial pollution prevention arrangements are promoted by the prefectures in two ways: tax reduction and loans.

Thus, society can select either environmental pollution or less goods and services.

## 3.5 Water supply anti-pollution measures

As mentioned before, water supply utilities are local public enterprises, and are not authorised to control pollution, though they used to be the most directly and severely affected by water pollution. All of their measures, therefore, are self-defensive, sometimes in the form of obtaining co-operation from the administrative offices as instanced below:—

### 3.5.1 Administrative direction to prevent eutrophication

In the upstream part of the Tama River, Tokyo's water source with four reservoirs (219 million cu.m), the water is still clear. But, signs of eutrophication such as temporary water bloom, have appeared. Responding to an appeal from the Bureau of Waterworks, the governor instituted interim water quality criteria as follows:— nitrate-nitrogen 0.3 mg/litre, ammonia-nitrogen 0.01 mg/litre, phosphate-phosphor 0.02 mg/litre (each daily average values).

In accordance with these criteria, the Bureau has strictly directed any new establishment in the area to maintain an effluent BOD of 5 mg/litre or less, total phosphor at 0.5 mg/litre and less and has prohibited the use of synthetic detergent containing phosphate, in co-operation with the Bureau of Construction and the Bureau of City Planning.

### 3.5.2 Improvement of waterworks facilities

The water suppliers in Japan have been coping with ever increasing water pollution as well as water short-

ages by improving purification plants and other facilities, and by developing high grade operating techniques.

These include pre-chlorination, pre-alkali feeding, manganese removal mainly by manganized sand filtration in large plants, efficient coagulation using poly-aluminum chloride (PAC), emergency powdered carbon feeding, reconstruction of slow sand filters to rapid sand filtration (this also aims at efficient site utilization), and if required, potable water plant conversion into industrial water systems etc.

Several purification plants have introduced ozonation (three plants), and granular carbon filtration (ten plants), mainly for removing musty odours.

Reinforcement of diversion facilities and aqueducts, and arrangement of trunk mains in distribution networks for interconnecting purification plants have also been included. This has proved to be very effective in an emergency such as river water contamination.

Recently water pollution has generally been brought under control, but matters have become more complicated with newly detected substances. In particular, the movement of organochlorides such as trihalomethanes have to be given much attention.

### 3.5.3 Water Suppliers' Liaison Council

The Water Suppliers' Anti-Pollution Liaison Council is an effective organization for water pollution control, especially in the case of accidental river contamination.

There, those water suppliers sharing the same river system unite and co-operate closely in communication, information exchange, collaborative surveys and appeals to the authorities concerned and to the potential polluters.

Having originated in 1965 in Osaka, this kind of federation has been formed increasingly: there are twenty-nine organizations on thirty-three river systems at present.

On the other hand, the River System Construction Offices, branch offices of the Ministry of Construction, are also making positive efforts in monitoring and supervising river water as the river administrator,\* which has in legal terms little relationship with environmental preservation.

The Liaison Councils for River Water Pollution Control, an integration of river administrators, prefectural environmental protection offices, water suppliers and sewerage utilities sponsored by the Ministry of Construction are organized regionally along large river systems and have carried out significant activities.

### 3.5.4 Reinforcement of water quality management

With the increase of water pollution, it has become more and more important, and inevitable, for water suppliers to monitor water quality routinely and closely.

The revised Water Works Law (1977) obliges all waterworks utilities (about 19,000 in number) to arrange their own water quality examination function, independently or co-operatively.

The Tokyo Metropolitan Bureau of Waterworks, for example, has reorganised and enlarged its water quality control department.

Formerly, the greater part of some 120 water quality engineers (chemists and biologists) were located in purification plants and were responsible chiefly for water quality control in the purification process, and

partly for quality control of treated water.

In 1974, the Water Quality Management Center was established with some eighty personnel consisting of the following four sections:

Planning Section—planning, information, general affairs

Research Section—research on water quality and processes

Examination Section—water quality analysis centre

Monitoring Section—source and tap monitoring and emergency measures.

The remaining water quality engineers are located in nine purification plant offices. They are in charge of daily water quality examination for eleven purification plants and four reservoirs.

### 3.5.5 Waterworks facilities own effluent control

The Water Pollution Control Law specifies sedimentation basins and filters in a purification plant (with a capacity of 10,000 cu.m/day and more) as a source of industrial waste and obliges them to meet the Effluent Standards.

The main items of waste are filter washwater and sludge from the Sedimentation process. Numerous sludge treatment processes are used such as: solar drying, vacuum filters, filter presses, freezing and thawing methods, mechanical drying systems, etc.

The Tokyo's Kanamachi PP has to keep suspended solids in its waste below 40 mg/litre, according to Table 8. Their methods are these: washwater from the filters is wholly recovered as raw water. The sludge is introduced to the mechanical de-watering and drying installations through duplex thickeners. The supernatant water from the primary (natural) thickener is returned to the raw water inlet, whilst that from the secondary, having had polyacrylamide added (which is not permitted for potable water processing in Japan) is then settled in a special sedimentation basin and finally discharged to the Edo River, satisfying the Standards.

Water quality analysis laboratories are controlled by the Sewage Works Law and related prefectural ordinances. Generally, washwater is discharged to the public sewer after pH correction, whilst wastes containing reagents are fractioned and entrusted to qualified disposal firms.

## 4. Evaluation of anti-pollution policies

### 4.1 Results of the anti-pollution policies

#### 4.1.1. General water pollution

(1) Catastrophic environmental hazards ceased to grow in number in the mid 1970's. Since then they have remained at the same level or rather have become slightly less. This is evidently the effect of the overall control system fighting environmental pollution. However, because the economic depression triggered by the "oil shock" may adversely influence this favourable progress, the exact evaluation of the effect of the anti-pollution measures will require more time.

(2) In relation to waterworks, along with construction and extension works to meet increasing demand, the improvement and reconstruction of existing facilities to cope with water pollution and contamination have advanced greatly.

#### 4.1.2 Accidental water contamination

(1) The River System Construction Offices have been developing, as a part of their river administration responsibilities, river water quality control systems including supervisory patrols, automatic monitoring

\* According to the "River Law", the Class A Rivers, larger rivers designated by the government, are administered by the Minister of Construction, and smaller Class B Rivers designated by the prefecture lie under the governor's administration. Most of water source rivers for large cities are of Class A.

and water quality examination. In cases of accidental contamination they react quickly and positively to prevent the contaminant from flowing into the main stream and to remove visible polluting substances such as spilt oil etc.

(2) Through the networks described earlier, information about contamination accidents is transmitted rapidly to the relevant water suppliers. Moreover, in most cases, the polluter now volunteers information on the accident as soon as possible.

(3) As a result of the widening social understanding of pollution problems, it has become much easier for water suppliers to patrol, survey, take the necessary anti-contamination measures on the upstream sections of rivers in other prefectural areas, and get more co-operation from the relevant local offices.

## 4.2 Problems remaining in the present anti-pollution policies

### 4.2.1 Defects in the legal system

(1) The Environmental Standards, in particular those regarding living surroundings, have not yet been satisfied.

One of the causes is the current effluent control system based on concentrations, and the other may be the direct inflow of domestic wastewater, resulting from the delay in constructing sewage works.

(2) The parameters included in the Environmental Standards are so insufficient that they number only half of those in the proposed Standards of Water Resources Areas.

In addition, both the Environmental and Effluent Standards exclude phosphor, nitrogen and anionic surfactants which greatly affect source water quality. The pollution indices also have problems. BOD involves relatively large errors, and requires a longer time. The measuring procedures for COD are now under unification, because the proposed gross pollutant control measures will be based on COD. Regrettably, appropriate indices to take the place of these are not available at present.

(3) Since most of public water areas are inter-prefectural, different effluent standards of the respective local governments may be applied to the same river system. This hinders a unified water pollution control approach.

(4) The present legal system for environmental hazards is aimed principally at "prevention". The measures against water contamination accidents must be included in the legal system. In particular, the pursuit of contaminated water flowing down the river towards the abstraction point lies in the blind area of the policies, and this is left to water suppliers' self-defence activities.

### 4.2.2 Insufficiency in regulation and control for contamination accident prevention

(1) Accidental contamination, such as spilt oil, fish-kill, chemical odour trouble, etc., are mostly caused by deficient installations and primitive mis-operation in factories. They could be largely prevented by strengthened control and supervision including spot inspection of factories during operation.

(2) Fuel oils, which are often water contaminants, are controlled by the "Fire Defence Law", only as inflammable and dangerous substances. They should be included in the anti-pollution legislation.

(3) Although the instantaneous detection of a contaminant is most desirable, it would be very difficult to achieve. Revolutionary progress in automatic water quality monitoring equipment is greatly required.

### 4.2.3 Problems in sewerage system construction

(1) Construction of sewerage systems, the key to anti-pollution policies but which is seriously delayed, is being advanced positively by each local public enterprise with strong governmental support. About five per cent of the total administrative investment goes into it, and the ratio is greater in large cities (in Tokyo some thirteen per cent). However, only 27 per cent of the population enjoys the benefit of a sewerage system, even in 1978 (78 per cent in the Tokyo city area). It will be in the 1990's that the greater part of the area around large cities will be covered by sewerage systems. Until then, public water areas will continue to receive domestic waste and effluent from septic tanks.

(2) In accordance with progress in the construction of sewerage systems, treated effluent containing ammonia-nitrogen will increase, which will require counter measures by water suppliers, at least in the near future. Furthermore, if the sewage treatment should fail, it might bring hazardous results.

(3) A considerable part of the sewage works under construction are "river basin sewerage systems". They will decrease downstream river flow, which would affect directly or indirectly the abstraction activities of water-works. The Ministry of Construction is now contemplating a plan to compensate river flow with treated sewage effluent returned to an upstream point.

### 4.2.4 Insufficient automatic instrumentation

Automatic water quality measuring instruments are, insufficient in variety, accuracy, stability and maintenance facilities, compared with sensors in other areas or even with laboratory analytical devices. This might be a consequence of the present industry led technological development system.

## 5. Future anti-pollution measures from water suppliers' standpoint

### 5.1 General

Water suppliers in Japan are on the one hand pressed to cope with water shortage and on the other suffer from water pollution.

Thus, as a first step, anti-pollution measures should be developed from the present legal system. By modifying and improving this step by step it will be possible to catch up. The final step is then to develop a proper gross pollutant control system corresponding to the capacity of the environment.

Few means are available to achieve these steps, which require comprehensive knowledge of economics and interdisciplinary science and engineering.

"Environmental Systems Engineering", presently in its infancy, would be one of the tools used. A policy of optimum grading of investment covering potable water and effluent levels should also be studied.

The final goal would be to reconstruct society to become an "environmental preservation community", where less material and energy consumption is valued highly.

### 5.2 Feasible anti-pollution measures for the near future

#### 5.2.1 Environmental assessment systems

To date, four prefectures and one city have enacted "Environmental Assessment Ordinances", leading the government at this point.

The Environment Agency is hastily preparing an "Environmental Assessment Law" for the coming Diet, in co-operation with the Ministry of International Trade and Industry and the Ministry of Construction.

### 5.2.2 Enlargement of the environmental standards and the effluent standards

The Environmental Standards and Effluent Standards have been requested by water suppliers, the Ministry of Health and Welfare, the Ministry of Agriculture, Forestry and Fisheries, etc., to include additional items relating to eutrophication and contamination. These are ammonia-nitrogen, nitric nitrogen, phosphor, organophosphate, anionic surfactant, phenols\*, organochlorides, fluoride\*, total chromium\*, copper\*, zinc\*, iron\* and manganese\*.

Recently the Shiga Prefecture around the Biwa Lake, the largest lake in Japan, promulgated the "Biwa Lake Eutrophication Prevention Ordinance", which prohibits the marketing and use of synthetic detergent containing phosphate.

This action originated from a residents' movement, and has stimulated other prefectures and municipalities, whilst the detergent industry is actively tackling the development of phosphate-free synthetic detergents.

### 5.2.3 Investigation regarding trihalomethane

Several working groups are investigating analytical methods for trihalomethanes, identification of precursors, mechanisms of their reaction with chlorine, removal processes, alternative oxidants and disinfectants, and field surveys of the actual distribution of trihalomethanes.

### 5.2.4 Reinforcement of gross pollutant control

The scope of application and controlling parameters for gross pollutant control need to be enlarged to cut more off the pollutant load. On the other hand, concentrated control must also be applied to eliminate highly concentrated effluents.

The Environment Agency is contemplating the formulation of "Environmental Water Quality Criteria Relating to Eutrophication" by 1983 to control nitrogen and phosphor in closed water areas, and is being advised by a research committee.

### 5.2.5 Promotion of sewerage system construction

The development of sewerage systems should be accelerated. Tertiary treatment, capable of nitrogen and phosphor removal, should be added to conventional activated sludge processes in the near future even if it is hardly possible at present.

Regarding this point, an advisory committee has proposed the idea that industrial wastewater should be excluded from the public sewerage system and be discharged directly into public water after being independently treated on site.

In their opinion, both visible effluent control and sewage treatment operations would become much easier and more effective.

\* Asterisked items are included in the Effluent Standards.

### 5.2.6 Pursuit of contaminated water

Since little importance is put on the pursuit of contaminated water in anti-pollution policies, water suppliers are obliged to do it for their own self-defence purposes at great expense.

This responsibility would be most suitably borne by the river administrator, the River System Construction Offices, who presently take a somewhat negative role in the legal system against water pollution.

### 5.2.7 Integration of pollution monitoring

The surveillance of river water pollution and contamination through patrol, periodic water quality examination and automatic monitoring is executed by river administrators, prefectural and municipal environmental protection officers and water suppliers separately and independently. These activities should be integrated rationally, on the basis of the rearrangement of an efficient information transmission system.

### 5.2.8 Research and development facilities

Establishment of a national research and development centre, to serve water suppliers, is a high priority for the near future.

One of the most urgent subjects would be the development of automatic water quality detection apparatus including bio-assay devices, for pollution monitoring and process sensors.

### 5.2.9 Development of water quality information systems and water distribution control systems

A water quality information system, centred around a data-base of a wide range of information obtained and processed daily would be effectively utilized for pollution trend forecasting in a river system, the pursuit of contamination diffusion in a river channel, etc., particularly when combined with a water distribution control system covering source to distribution network.

Presently, several large water supply systems are tackling this kind of development, aiming at management information systems (MIS) for the administration of water supply utilities.

A water quality information system is also under development by the River System Construction Offices and prefectural environmental offices. These should be combined with each other for the purpose of rapid exchange of information over a wide area in future.

## Acknowledgement

The author wishes to thank Mr. K. Funaki, Director, and Dr. Y. Nakagawa, Technical Director, Bureau of Waterworks, Tokyo Metropolitan Government, for their kind guidance. The author feels also much indebted to his colleagues, Mr. M. Ichinohe, Mr. H. Ueno, Mr. H. Murakoshi, Mr. T. Matsuda and Mr. T. Kojima who helped him in preparing this paper.



**Table 1. Administrative Organization Relating to Water**

Administrative Classification	Item of Administration	Principal Ministry of Agency in Charge
Development & Utilization of Water Resources	Planning & Co-ordination	*Prime Minister's Office National Land Agency (NLA) Water Resources Bureau
	River Management & Construction of Multi-purpose Dam	*Ministry of Construction (MC) River Bureau
	Irrigation	*Ministry of Agriculture, Forestry & Fisheries (MAFS) Agricultural Structure Improvement Bureau
	Water Supply	*Ministry of Health and Welfare (MHW) Environmental Health Bureau
	Industrial Water Supply	*Ministry of International Trade & Industry (MITI) Industrial Location & Environmental Protection Bureau
	Hydroelectric Power	*MITI Agency of Natural Resources & Energy
Land Conservation	Flood Control	*MC River Bureau
	Flood Forecasting, Warning & Fighting	*MC River Bureau *Ministry of Transport (MT) Meteorological Agency (MA)
	Prevention of Land Subsidence	*Prime Minister's Office Environmental Agency (EA) Water Quality Bureau *MC Housing Bureau *MITI Industrial Location & Environmental Protection Bureau
Water Pollution Control		*EA Water Quality Bureau *MITI Industrial Location & Environmental Protection Bureau *MHW Environmental Health Bureau
	(Sewage Works)	*MC City Bureau *MC River Bureau *MT Maritime Safety Agency Bureau for Port & Harbour
		*Institutes attached to the above Ministries & Agencies
		*Prime Minister's Office Science & Technology Agency

**Table 2. Legal system for environmental protection**

---

Organic Law	*Basic Environmental Pollution Control Law (1968)
Enterprise's Responsibility	*Law on Pollution Preventing Organization Arrangement in Specific Factories (1971) *Pollution Preventing Projects Expenditure Charging Law (1970)
Control on Exhaust, Discharge, etc.	*Air Pollution Control Law (1968) *Water Pollution Control Law (1970) *Temporary Law on Environmental Protection for SETO Inland Sea (1973) *Marine Pollution Control Law (1970) *Farmland Earth Pollution Control Law (1970) *Agricultural Chemicals Control Law (1948) *Noise Control Law (1968) *Vibration Control Law (1976) *Industrial Water Law (1956) *Building's Subsoil Water Abstraction Control Law [regarding land subsidence] (1962) *Offensive Odours Control Law (1971)
Establishment of Pollution Preventing Installation	*Urgent Law on Waste Disposal Facilities Arrangement (1972) *Law on Disposal and Cleaning of Wastes (1970) *Sewage Works Law (1958)
Nature Conservation	*Natural Environment Conservation Law (1972) *Natural Park Law (1957) *City Greenery Protection Law (1973) *Metropolitan Suburban Area Greenery Protection Law (1966)
Zonic Control	*Law on Integrated Development of National Land (1950) *National Land Utilization Planning Law (1974) *City Planning Law (1968) *Building Standards Law (1950) *Law on Control of Industries within Metropolitan City Area (1959) *Factories Location Law (1959) *Public Water Area Reclamation Law (1921) *Law on Arrangement promotion for Specific Industry Arrangement Region (1964)
Subsidy	*Law on Governmental Special Finance Relating to Anti-Pollution Project (1971) *Environmental Pollution Control Service Corporation Law (1965)
Disposal	*Law on Compensation for Health Injury by Environmental Pollution (1973) *Pollution Dispute Settlement Law (1970)
Penalty	*Law on Punishment of Pollution Crimes Relating to Human Health (1970)

---

**Table 3. Water Quality Standards for Water Resources Area**

	Specified items of water quality	Standard Values		
		Class 1	Class 2	Class 3
A Group	Cyanide		Not to be detected	
	Total mercury		Not to be detected	
	Organic mercury		Not to be detected	
	Organophosphate		Not to be detected	
	Cadmium (ppm)		0.01	
	Lead (ppm)		0.1	
	Chromium (ppm)		0.05	
	Arsenic (ppm)		0.05	
	Fluoride (ppm)		0.8	
	Coliform Groups (MPN/100 ml)	50	1000	5000
B Group	Nitrate nitrogen (ppm)		9	
	Turbidity (ppm)	2	(Other than storm) 10	(Other than storm) 30
	Colour			
	Other than dyestuff (degree)	5	5	10
	Dyestuff (excitation purity %)	1.5	1.5	1.5
	Threshold Odour	3	(Slow filter) 5	(Slow filter) 5
			(Rapid filter) 3	(Rapid filter) 3
	Threshold Taste	3	(Slow filter) 5	(Slow filter) 5
			(Rapid filter) 3	(Rapid filter) 3
	pH value		6.5-8.6	
	BOD (ppm)	1	2	3
	COD (ppm)	1	2	3
	Dissolved substances (ppm)	—	—	400
	Ammonia nitrogen (ppm)	—	0.1	0.5
	Chloride (ppm)	—	—	180
	Total hardness (ppm)	—	—	300
	Iron (ppm)	'Total Fe' 0.3	'Fe <sup>2+</sup> ' 0.3	'Fe <sup>2+</sup> ' 0.3
	Manganese (ppm)	'Total Mn' 0.05	'Mn <sup>2+</sup> ' 0.05	'Mn <sup>2+</sup> ' 0.05
	Copper (ppm)	'Total Cu' 1.0	(Slow filter) 0.1	(Slow filter) 0.1
			(Rapid filter) 1.0	(Rapid filter) 1.0
	Zinc (ppm)	1.0	1.0	1.0
	Phenols (ppm)	—	—	0.005
Anionic surfactant (ppm)	—	—	0.5	

**Notes:**

- Group A includes items concerning substances impairing health, while Group B, substances impairing the utilization and function of waterworks facilities.
- signifies that no special problem will arise at these levels of raw water and that their ceiling value would be equal to that of Class 2 or Class 3.
- The classification has been made on the following basis:  
*Class 1* includes waters such as groundwater, subsurface water, spring water, mountain streams, etc., and the values shown herein are the limit values of potable water sources for simple purifying processes.  
*Class 2* includes such river waters as are comparatively less turbid and the values herein are the limits of raw water for normal purification.  
*Class 3* includes rivers and other water bodies with considerably high turbidity, and the values herein are the limits of raw water for high degree of purification.

**Table 4. Environmental Standards regarding human health**

Item	Cyanide	Alkyl mercury	Total mercury	Organic phosphate	Cadmium	Lead	Chrome (vl)	Arsenic
Standards values	Not to be detected	Not to be detected	Not to be detected	Not to be detected	Not to exceed 0.01 ppm	Not to exceed 0.1 ppm	Not to exceed 0.05 ppm	Not to exceed 0.05 ppm
Measuring method	JIS K0102 (Japan Industrial Standard) 29.1.2 & 29.3	Gastro-matography & Thin layer chromatograph separation dithison colorimetric system (Public Notice No. 7, 1968, National Economic Planning Agency)	Dithison absorp-tiometry	JIS 23 (for methyl-demeton, thin layer chromato-molybde-num blue process is employed)	JIS 40	JIS 39	JIS 51.2	JIS 48

**Table 5. Environmental Standards regarding Living Surroundings for Rivers**

Category	Item	Standard values*				
		pH	Biochemical oxygen demand (COD)	Suspended solids (SS)	Dissolved oxygen (DO)	Number of coliform groups
AA	Water supply class 1: Conservation of natural environment: Uses listed in A-E:	6.5-8.5	1 ppm or less	25 ppm or less	7.5 ppm or more	50 MPN/100 ml or less
A	Water supply class 2: Fishery class 1: Bathing: Uses listed in B-E:	6.5-8.5	2 ppm or less	25 ppm or less	7.5 ppm or more	1000 MPN/100 ml or less
B	Water supply class 3: Fishery class 2: Uses listed in C-E:	6.5-8.5	3 ppm or less	25 ppm or less	3 ppm or more	3000 MPN/100 ml or less
C	Fishery class 3: Industrial water class 1: Uses listed in D-E:	6.5-8.5	5 ppm or less	50 ppm or less	2 ppm or more	
D	Industrial water class 2: Agricultural water**: Uses listed in E:	6.0-8.5	8 ppm or less	100 ppm or less	2 ppm or more	
E	Industrial water class 3: Conservation of environment:	6.0-8.5	10 ppm or less	Suspension such as garbage should not be observed	2 ppm or more	

\* The standard values are based on the daily average.

\*\* For agricultural use, pH shall be between 6.0 and 7.5; and DO shall be not less than 5 ppm.

**Notes:**

1. Conservation of natural environment: Conservation of beauty spots, etc.
2. Water supply class 1: For simple purification, such as filtration.  
Water supply class 2: For normal purification, such as sedimentation and filtration.  
Water supply class 3: For high degree purification, including pre-treatment.
3. Fishery class 1: For oligosaprobic water fish, such as trout and butt trout, and those of class 2 and 3.  
Fishery class 2: For oligosaprobic water fish such as salmon and smelt, and those of class 3.  
Fishery class 3: For B-mesosaprobic water fish such as carp and cruciaus.
4. Industrial water class 1: For normal purification.  
Industrial water class 2: For high degree purification.  
Industrial water class 3: For special purification treatment.
5. Conservation of environment: Up to the limit at which unpleasantness is not felt in daily life.

**Table 6. Environmental Standards regarding Living Surroundings for Lakes  
(Natural and artificial lakes with storage of 10 million cu. m and upward)**

Category	Item	Standard values				
		pH	Biochemical oxygen demand (COD)	Suspended solids (SS)	Dissolved oxygen (DO)	Number of coliform groups
AA	Water supply class 1: Fishery class 1: Conservation of environment: Uses listed in A-C:	6.5-8.5	1 ppm or less	1 ppm or less	7.5 ppm or more	50MPN/100 ml or less
A	Water supply classes 2 and 3: Fishery class 2: Bathing: Used listed in B-C:	6.5-8.5	3 ppm or less	5 ppm or less	7.5 ppm or more	1000 MPN/100 ml or less
B	Fishery class 3: Industrial water class 1: Agricultural water: Uses listed in C:	6.5-8.5	5 ppm or less	15 ppm or less	5 ppm or more	
C	Industrial water class 2: Conservation of environments:	6.0-8.5	8 ppm or less	Suspension such as garbage should not be observed	2 ppm or more	

**Table 7. National Effluent Standards**

I. Effluent Standards for Toxic Substances	
Item	Effluent Standards
Cadmium	0.1 mg/litre
Cyanide	1 mg/litre
Organophosphates	1 mg/litre
Lead	1 mg/litre
Hexavalent chromium	0.5 mg/litre
Arsenic	0.5 mg/litre
Total mercury	0.005 mg/litre
Alkyl mercury	Not detectable
PCB	0.003 mg /litre

II. Effluent Standards for Ordinary Pollutants	
Item	Effluent Standards
pH value	5.8-8.6 (for effluent discharged into public water bodies other than coastal waters)
BOD	5.0-9.0 (for effluent discharged into coastal waters)
COD	160 mg/litre (daily average 120 mg/litre)
SS	160 mg/litre (daily average 120 mg/litre)
N-hexane extracts	5 mg/litre (mineral oil) 30 mg/litre (animal fat and vegetable oil)
Phenols	5 mg/litre
Copper	3 mg/litre
Zinc	5 mg/litre
Dissolved iron	10 mg/litre
Dissolved manganese	10 mg/litre
Chromium	2 mg/litre
Fluoride	15 mg/litre
Coliform groups	3000/milli-litre (daily average)

**Table 8. Tokyo Metropolitan Governmental Effluent Regulation Standards**

Effluent Standards for Factory			(in g/m <sup>3</sup> )							
Water Body	Status	Amount of Displacement of Water (in m <sup>3</sup> /day)	Effluent Standard Values							
			BOD	COD	SS	N-Hexane Extracts		Phenols	Copper	
						Mineral Oils	Oils & Fats			
Common Items										
Edogawa & Tamagawa	New*	500 & more	20	—	40	5	5	1	1	PH 5.8-8.6 Outlook: not seen abnormal colouring and foaming Odours: up to odour concentration 4 degree Temperature: up to 40°C
		less than 500	25	—	50					
	existing	500 & more	20	—	40					
		less than 500	25	—	50					
Other Rivers & Tokyo Bay Coast	New*	500 & more	20	20	40	5	10	5	3	Zinc: up to 5 g/m <sup>3</sup> Soluble Iron: 10 g/m <sup>3</sup> Soluble Manganese: 10 g/m <sup>3</sup> Chromium: 2 g/m <sup>3</sup> Fluorine: 15 g/m <sup>3</sup> Coliform Group: 3,000 N/cm <sup>3</sup> Cadmium & Comp: 0.1 g/m <sup>3</sup> Cyanides: 1 g/m <sup>3</sup> Organic Phosphorous: 1 g/m <sup>3</sup> Lead & Comp: 1 g/m <sup>3</sup>
		less than 500	25	25	50					
	existing	500 & more	60	60	120					
		less than 500	90	90	160					
Island & Sea Coast	New*	500 & more	20	20	40	5	30	5	3	
		less than 500	25	25	50					
	existing		160	160	200					

**Common Items**

Chromium (Hexavalent): 0.5 g/m<sup>3</sup>  
 Arsenic: 0.5 g/m<sup>3</sup>  
 Mercury: 0.005 g/m<sup>3</sup>  
 Alkyl Mercury: not detectable  
 PCB: 0.003 g/m<sup>3</sup>

Note: New: Facilities in operation from 1 July, 1978, etc.

## Résumé

### Evolution de la pollution au Japon

Le Japon est un pays qui s'est rapidement modernisé depuis le milieu du dix-neuvième siècle et qui a fait tous ses efforts pour réussir le développement de l'économie nationale, laquelle est basée avant tout sur l'industrie minière et générale.

Mais la croissance rapide de l'industrie tendait à négliger l'effet négatif sur l'environnement.

La géographie du Japon, qui fait que les précipitations, saisonnières, s'écoulent très vite jusqu'à la mer par des fleuves courts et escarpés, a donné aux Japonais une confiance exagérée en l'épuration naturelle.

L'influence de la géographie et l'expérience de la culture du riz font que le Japonais est enthousiaste, se résigne facilement et a tendance à la centralisation. En outre, le système du retour des excréments aux terres cultivées a beaucoup retardé la construction de réseaux d'assainissement.

Par suite de ces conditions multiples, la pollution du milieu, qui s'était manifestée peu à peu pendant la période du progrès industriel, est devenue explosive vers 1970. Une série d'épisodes sérieux de pollution ont alerté l'opinion publique.

### La politique de lutte contre la pollution

Les services de distribution d'eau se trouvent dans la situation légale d'une entreprise publique et n'ont pas de pouvoirs pour contrôler la pollution de l'eau.

Malgré cela, ils se sont efforcés d'y faire face pour protéger la qualité hygiénique de l'eau et assurer la stabilité du service. Les mesures prises ont été, par exemple, l'amélioration et la refonte des stations de traitement de l'eau, l'adoption de techniques opératoires d'un degré supérieur et la surveillance des captages et des activités polluantes comme moyens défensifs.

Dans l'intervalle, en 1970, une page a été tournée dans la politique de lutte contre la pollution et, dès 1975, les institutions légales et les services nécessaires avaient été mis en place. L'une de leurs caractéristiques est que

l'essentiel des pouvoirs a été donné aux administrations locales.

De cette façon, le Japon a créé un système politique de lutte contre la pollution d'un niveau passablement élevé. La pollution, qui avait abouti à une catastrophe, a cessé de progresser et a été stabilisée. Mais comme la stagnation économique peut avoir aussi influencé ce résultat au cours des dernières années, il faudra un certain temps pour estimer exactement les résultats de cette politique.

#### *Résultats atteints jusqu'à présent*

Cette politique a eu d'autres fruits pour les distributeurs d'eau: établissement d'un réseau de communications entre les organisations intéressées; mesures positives de surveillance prises par les responsables de la gestion des cours d'eau; amélioration de l'atmosphère admettant la coopération des distributeurs d'eau aux activités de lutte contre la pollution.

Mais il reste à résoudre divers problèmes: les normes de l'environnement n'ont pas été atteintes; des articles qui se rapportent à l'eutrophisation des eaux n'ont pas encore été inclus dans le domaine du contrôle; les mesures contre les pollutions accidentelles sont le point faible de la politique actuelle de lutte contre la pollution, etc.

Outre le retard à la construction des ouvrages d'assainissement, l'azote ammoniacal, qui se développera avec l'augmentation des déversements d'effluents dans les ressources en eau, pourra être un autre problème à résoudre.

#### *Politique réalisable dans un proche avenir*

Les mesures possibles d'amélioration des insuffisances qui subsistent sont les suivantes: promulgation du régime des enquêtes d'impact sur l'environnement; renforcement des normes d'environnement et de déversement; accélération des travaux d'assainissement; établissement d'un système de poursuites pour la pollution d'un cours d'eau; réseau d'observation intégré des ressources en eau; renforcement de la recherche et développement de la technologie anti-pollution; enfin, mise au point d'un système de traitement des informations sur la qualité de l'eau combiné avec le contrôle des réseaux de distribution d'eau.

# Politique et programme d'action des communautés européennes en matière de protection et de gestion des eaux

par J. Vaccarezza

Commission des Communautés Européennes Service de l'Environnement et de la Protection des consommateurs.

## Avant-propos

Il m'apparaît nécessaire au début de cet exposé d'expliquer brièvement le rôle de la Commission des Communautés Européennes. La Commission est l'organe administratif des Communautés. Elle prépare les propositions de décisions, de directives et de règlements pour le Conseil des Ministres et assure la mise en oeuvre de ces derniers.

Le Conseil des Ministres des Communautés Européennes est l'organe de décision communautaire.

## Introduction

Le 22 novembre 1973, le Conseil des Communautés Européennes approuva les objectifs et principes d'une politique de l'environnement dans la Communauté ainsi que la description générale des actions à entreprendre au niveau communautaire, définis dans un programme d'action en matière d'environnement. Plus précisément, il approuva les orientations concrètes des actions de ce programme relatives à la réduction des pollutions et nuisances – qui nous intéressent particulièrement – et les lignes directrices des actions du programme relatives à l'amélioration de l'environnement.

Le 9 décembre 1977, le Conseil a adopté la continuité de ce programme à la période 1977-1981.

Ce qui donne aux actions de la Communauté un caractère particulier réside dans le fait que, dans la plupart des cas, celles-ci se traduisent par des textes ayant valeur juridique contraignante pour les Etats Membres.

Les actes communautaires en matière de pollution des eaux prennent la forme de directives du Conseil. Une directive lie tout Etat Membre destinataire quant aux résultats à atteindre, tout en laissant aux instances nationales la compétence quant à la forme et aux moyens à mettre en oeuvre. Nous allons passer en revue les directives adoptées par le Conseil et les propositions de directives transmises par la Commission au Conseil dans le domaine qui nous occupe.

Ce que je voudrais traiter ici porte essentiellement sur les stratégies choisies par la Commission pour prévenir, réduire ou éliminer la pollution ainsi que les principales actions qui ont abouti à des réalisations concrètes, adoptées par le Conseil des Ministres ou actuellement en discussion au sein de celui-ci, sous forme de propositions de la Commission.

## I. Les objectifs de la politique communautaire de l'environnement

L'environnement, selon la définition que lui donne le Conseil des Communautés Européennes en juillet 1973, est "l'ensemble des éléments qui, dans la complexité de leurs relations, constituent le cadre, le milieu et les conditions de vie de l'homme, tels qu'ils sont ou tels qu'ils sont ressentis".

La Communauté a fait porter ses efforts principaux sur quatre de ces éléments, à savoir:

1° le milieu naturel (eau, air, sol) modifié, transformé et pollué du fait des activités humaines. La qualité de ce milieu détermine dans une large mesure le cadre de vie et de travail. Elle influe sur le potentiel des

ressources offertes par la nature et le maintien des équilibres écologiques;

- 2° l'espace, lieu privilégié des interactions entre processus naturels et activités humaines;
- 3° les ressources – renouvelables et non renouvelables – à usages énergétique ou autres;
- 4° la prise en considération du qualitatif, notamment par l'amélioration des conditions de vie, des conditions de travail et de l'état du milieu.

Les programmes d'action de la Communauté Européenne, adoptés en 1973 et 1976, fixent six objectifs répondant à ces quatre préoccupations principales:

- (a) *prévenir*, réduire et dans la mesure du possible supprimer les pollutions et nuisances;
- (b) *maintenir un équilibre écologique suffisant* et veiller à la protection de la biosphère (c'est la sauvegarde du milieu naturel) qui est ainsi entreprise;
- (c) veiller à la bonne gestion des ressources et du milieu naturel;
- (d) orienter le développement en fonction d'exigences de qualité, notamment par l'amélioration des conditions de travail et de vie;
- (e) faire en sorte qu'il soit davantage tenu compte des aspects de l'environnement dans l'aménagement des structures et du territoire;
- (f) rechercher avec les Etats situés hors de la Communauté des solutions communes aux problèmes d'environnement.

La politique de l'environnement des Communautés Européennes se définit donc comme une politique de bonne gestion des ressources et d'amélioration du cadre de vie. Elle vise à élargir la rationalité économique et sociale présidant aux décisions économiques et contribue ainsi à la recherche de l'expansion équilibrée et du développement harmonieux des activités économiques qui est la mission que le Traité de Rome a confié à la Communauté.

## II. Les principes d'application de cette politique

Les plus importants sont les suivants:

- (a) *prévenir plutôt que guérir*  
"La meilleure politique de l'environnement consiste à éviter, dès l'origine, la création de pollutions ou de nuisances plutôt que de combattre ultérieurement leurs effets. A cette fin, il convient de concevoir et d'orienter le progrès technique dans le but de répondre au souci de la protection de l'environnement et de l'amélioration de la qualité de la vie, tout en s'assurant que le coût s'y référant soit le plus réduit possible pour la collectivité."
- (b) *Les pollueurs doivent être les payeurs*  
"les frais occasionnés par la prévention et la suppression des nuisances incombent, par principe, aux pollueurs".

- (c) *La recherche du niveau géographique approprié*
- (d) *La nécessité de coordonner les programmes nationaux et d'harmoniser les politiques* sur la base d'une conception à long terme commune (sans entraver les progrès qui, sur le plan national, ont déjà été accomplis ou pourraient l'être).

### III. Les programmes d'action

Ils prévoient quatre grandes catégories d'actions:

- la prévention et la réduction des pollutions et nuisances;
- la protection et la gestion rationnelle de l'espace, du milieu et des ressources naturelles;
- des actions de caractère général: recherche, diffusion des connaissances, éducation, création d'instruments de gestion et, le cas échéant, de nouvelles institutions;
- des actions dans le domaine international.

Dans le cadre de la prévention des pollutions et nuisances et dans le domaine de la protection et de la gestion de l'eau, les directives et propositions de directives visant à réduire la pollution des eaux peuvent être classées sous différentes rubriques.

#### (1) Les objectifs de qualité

Les objectifs de qualité ne représentent pas un moyen d'intervention en tant que tel, mais plutôt un instrument de planification et de gestion des eaux en fonction des usages spécifiques auxquels l'eau est destinée. Cette politique permet une très grande flexibilité d'application.

Tout d'abord, chaque Etat Membre est libre de choisir l'instrument juridique, administratif et technique qui lui permettra d'atteindre le but défini par l'objectif de qualité; ensuite, par la fixation de limites de concentration des polluants dans le corps hydrique, on tient compte du pouvoir épurateur de chaque cours d'eau ou lac, permettant ainsi de moduler les normes en fonction des situations locales ou régionales d'un bassin hydrographique.

En dernier lieu, la décision de destiner tel tronçon de rivière à un usage spécifique prépondérant revient uniquement aux autorités compétentes de chaque Etat Membre. Les directives adoptées par le Conseil ne s'appliqueront dès lors qu'aux cours d'eau que les Etats Membres auront désignés comme ayant besoin d'être protégés ou améliorés pour être aptes à un usage spécifique.

Lors de la définition, au niveau communautaire, de la méthodologie d'établissement de ces objectifs, il a été tenu compte:

- de la protection de la santé humaine contre les effets nocifs de la pollution;
- de la sauvegarde du milieu naturel et en général de la ressource en eau;
- du souci de restaurer et de préserver les aspects écologiques et sociaux pouvant améliorer la qualité de la vie.

Dans ce but, l'action de la Communauté a consisté à définir une série de paramètres correspondant à différentes utilisations et fonctions des eaux telles que l'eau potable, l'eau de baignade, ou encore apte à la vie des poissons.

La première directive définissant ces objectifs de qualité concernait la qualité des eaux de surface destinées à la production d'eau alimentaire. Adoptée par le Conseil le 7 novembre 1974, elle est entrée en vigueur le 16 juin 1975. Il est demandé aux Etats Membres de prendre toutes les mesures nécessaires pour que les eaux de surface, lorsqu'elles sont utilisées pour être rendues potables, soient conformes aux valeurs de la directive au point de leur prélèvement.

Les Etats Membres devaient mettre en vigueur les dispositions législatives et réglementaires nécessaires

pour se conformer à cette directive, pour le 16 juin 1977 et appliquer les dispositions dans un délai de deux ans.

L'annexe qui définit la qualité de cette eau prévoit trois groupes de valeurs correspondant à trois qualités différentes: A, A<sub>1</sub>, A<sub>2</sub>. A chacune de ces qualités correspond un type de traitement pouvant permettre de maintenir la qualité de l'eau distribuée à un niveau acceptable.

Une deuxième directive, concernant la qualité des eaux de baignade, a été adoptée le 8 décembre 1975. En vertu de cette directive, les Etats Membres doivent notamment prendre les dispositions nécessaires pour que la qualité des eaux de baignade soit rendue conforme aux valeurs limites fixées pour certains paramètres, dans un délai de 10 ans.

Il est également convenu que la Commission reçoive et publie avec l'accord préalable de l'Etat concerné, un rapport de synthèse sur les eaux de baignade et leurs caractéristiques les plus significatives.

Deux autres propositions de directives d'objectifs de qualité ont été soumises par la Commission au Conseil pour adoption, l'une concernant la qualité requise des eaux conchylicoles et l'autre relative aux eaux douces ayant besoin d'être protégées ou améliorées pour être aptes à la vie des poissons. Le Conseil a adopté respectivement ces propositions en juin 1979 et en juin 1978.

D'autre part, le Conseil a de même adopté lors de sa séance de juin 1979 une directive relative aux méthodes de mesure et à la fréquence des échantillonnages et de l'analyse des eaux superficielles destinées à la production d'eau alimentaire dans les Etats Membres. En effet, toutes les directives communautaires comprennent d'une part une série de paramètres de valeur impérative ou guide et de méthodes d'analyse de référence. Cette directive complète celle du 16 juin 1975 relative à la qualité requise des eaux superficielles destinées à la production d'eau alimentaire dans les Etats Membres car les méthodes d'analyse pour les différents paramètres n'avaient pas été prises en considération à cette époque.

#### (2) Les actions sectorielles

La Commission a transmis au Conseil deux propositions de directive qui ont trait à la pollution des eaux par des branches industrielles.

La proposition de directive du Conseil concernant la réduction de la pollution des eaux par les usines de pâtes à papier dans les Etats Membres et la proposition de directive du Conseil relative aux déchets provenant de l'industrie du dioxyde de titane. Cette seconde proposition a été adoptée par le Conseil des Ministres le 20 février 1978, dont le but est la prévention et la diminution progressive en vue de sa suppression de la pollution provoquée par les déchets provenant de l'industrie du TiO<sub>2</sub>.

#### (3) Contrôle des substances dangereuses

La pollution par des substances chimiques nécessite une approche plus spécifique pour contrôler les origines et les rejets de ces substances. Dans le but de lutter contre cette pollution, le Conseil a adopté en 1976 une directive concernant la pollution causée par certaines substances dangereuses déversées dans le milieu aquatique de la Communauté. Son champ d'application concerne les eaux intérieures de surface, de la mer territoriale, les eaux intérieures du littoral et les eaux souterraines; pour cette dernière catégorie, la Commission a présenté en janvier 1979 une directive spécifique.

La directive définit une liste de substances, dite "liste noire" comprenant les substances toxiques, persistantes et bioaccumulables, telles que le mercure, le cadmium, les composés organohalogénés, organophosphorés, organostanniques, les substances cancérigènes et les hydrocarbures persistants.



La directive comporte également une "liste grise" des substances comprenant différents métaux et métalloïdes dangereux, tels que l'arsenic, le plomb, les biocides et leurs dérivés, les cyanures et les fluorures, etc.

En application de cette directive, la Commission doit:

- proposer les valeurs limites, les délais et les objectifs de qualité pour les substances de la liste I (en tenant compte de la toxicité, persistance, bioaccumulation et des meilleurs moyens techniques disponibles);
- examiner les preuves apportées par les Etats Membres qui appliquent les objectifs de qualité;
- organiser la confrontation des programmes nationaux des substances de la Liste II en vue d'assurer que leur mise en oeuvre soit suffisamment harmonisée.

La Commission a présenté au Conseil des Communautés, en mai et juin 1979

- une proposition de directive concernant les valeurs limites pour les rejets d'aldrine, de dieldrine et d'endrine dans le milieu aquatique, ainsi que
- celle concernant les objectifs de qualité requis du milieu aquatique dans lequel sont rejetées l'aldrine, la dieldrine et l'endrine;
- une proposition de directive concernant les valeurs limites pour les rejets de mercure dans le milieu aquatique, par le secteur de l'électrolyse des chlorures alcalins et enfin
- celle concernant les objectifs de qualité requis du milieu aquatique dans lequel du mercure est rejeté par le même secteur.

#### (4) Surveillance et contrôle

L'entrée en vigueur et l'application de l'ensemble des directives communautaires sur la protection des eaux nécessite la mise sur pied de réseaux nationaux de surveillance et de contrôle, dans le but de

- connaître la qualité de l'eau et son évolution dans le temps et l'espace;
- évaluer les résultats des mesures réglementaires prises;
- détecter et apprécier les polluants aussi rapidement que possible;
- répondre aux exigences des directives communautaires et des conventions internationales;
- améliorer l'efficacité, la précision et la comparabilité des dispositifs existants.

Dans la plupart des Etats Membres, de tels réseaux de surveillance existent déjà d'une façon plus ou moins étendue. Il s'est avéré toutefois nécessaire qu'un travail de centralisation des informations et de comparaison des données soit organisé. La Commission a proposé au Conseil, qui l'a adoptée le 12 décembre 1977, une décision établissant une procédure commune d'échange d'informations relatives à la qualité des eaux douces superficielles.

## IV. Conclusions

Plus de cinq ans après l'adoption du premier programme d'action des Communautés Européennes en matière d'environnement, en novembre 1973, beaucoup a été fait — les quelques informations que je viens de vous apporter vous en donnent un aperçu, notamment dans le domaine de l'eau, — mais il reste beaucoup à faire.

La politique de l'environnement qui s'efforce depuis dix ans de faire face à toute une série de problèmes immédiats et pressants a beaucoup mûri. Une seconde génération de mesures à plus long terme visant à promouvoir une forme de croissance économique supérieure en qualité pour édifier l'avenir, prend la relève

de la première génération de mesures législatives qui étaient souvent des mesures ad-hoc. Sa devise est "mieux vaut prévenir que guérir". Pour y parvenir il faudra non seulement trouver les moyens les plus économiques pour faire obstacle à la pollution, mais aussi gérer de façon rationnelle les ressources naturelles et l'espace afin d'accroître à long terme la qualité de la vie.

Ce changement d'orientation ne signifie pas que les problèmes du passé ont été résolus ni que les bases d'une législation en matière d'environnement permettant de les résoudre sont entièrement établies. Des travaux sont encore en cours pour parachever la structure de base et réduire la pollution qui est encore une préoccupation majeure, tels que ceux relatifs aux normes d'émission applicables aux déversements dans l'eau de polluants dangereux comme le mercure et le cadmium.

Il convient de noter que les mesures communautaires destinées à réduire la pollution de l'eau ont donné de meilleurs résultats que celles destinées à réduire la pollution atmosphérique. Cela traduit très bien la priorité accordée à la première en raison de ses caractéristiques: l'eau réagit de manière très homogène aux déversements de polluants qu'elle reçoit; c'est un facteur essentiel à presque toutes les activités humaines — boisson, baignade, agriculture, pêche, industrie — et elle s'écoule toujours dans une même direction, à savoir dans les mers, ressource commune à toute l'humanité.

Un secteur d'activités prévu par le deuxième programme concerne la gestion rationnelle des ressources naturelles, y compris les ressources non renouvelables, de l'eau, de la flore et de la faune ainsi que de la terre elle-même. Les travaux réalisés dans ce domaine ont stimulé l'élaboration de la "deuxième génération" de mesures. Il est de plus en plus évident qu'il ne suffit pas que la politique de l'environnement réagisse aux problèmes posés par la croissance de la société industrielle, qui a si souvent été considérée dans le passé comme un but en soi, indépendamment des problèmes économiques et sociaux qu'elle posait et de la destruction des ressources naturelles qu'elle entraînait. Au contraire, on a pris conscience de l'urgence de réorienter cette croissance, de la restructurer vers des activités qui améliorent la qualité de la vie sans menacer les générations futures en détruisant leur environnement.

Enfin, le domaine d'action de la politique communautaire en matière d'environnement comporte tout un ensemble d'aspects particuliers qui visent tous à soutenir et à renforcer une politique active en la matière. Ce domaine recouvre l'éducation en matière d'environnement, la recherche de techniques de protection du milieu naturel, le développement de la conscience collective des problèmes et la sensibilisation de l'opinion publique, et les mesures d'amélioration du cadre de travail.

Il ressort de ce qui précède qu'il n'y a pas nécessairement de conflits majeurs entre la croissance économique et un environnement propre, notamment si l'on considère la croissance comme l'élévation de la qualité de la vie, en tenant dûment compte des valeurs sociales et culturelles qui en font intrinsèquement partie, et si l'on ménage les ressources dont dépend la vie des générations futures.

## Summary

This paper summarises the European Communities' policy and action programmes for the protection and management of waters. It describes the principal community actions in this field which have been completed or which are in progress.

Comité international permanent sur les compteurs d'eau et le  
comptage de l'eau  
International standing committee on water meters and water  
metering

---

**Les matières**

**Contents**

<b>Partie 1—La mesure des grands débits en conduits fermés</b> (G. Bossy, J. Guillaume, F. Damez, France)	Pages U2–U16
<b>Part 1 —Measurement of high flow in closed pipes</b>	
<b>Résumé en anglais</b> <b>Summary in English</b>	Pages U16–U17
<b>Partie 2—Méthodes et moyens de contrôle des instruments de mesure non-mécaniques</b>	
<b>Part 2 —Methods and means of controlling non-mechanical measuring instruments</b> (E. A. Spencer and R. W. W. Scott, Glasgow, G.B.)	Pages U18–U30
<b>Résumé en français</b> <b>Summary in French</b>	Pages U31–U32

## La mesure des grands débits en conduites fermées Inventaire, comparaison et évolution des diverses techniques pour la mesure des grands débits d'eau (Instruments de mesure mécanique et non mécaniques)

**G. Bossy** — Ingénieur en Chef à la Société des eaux de Marseille

**J. Guillaume** — Directeur Général de la Compagnie des eaux de la Banlieue de Paris

**F. Damez** — Ingénieur à la Compagnie générale des eaux, France

### 1 Introduction

La mesure d'un débit d'eau dans une conduite est une opération très courante et connue du grand public. De plus en plus, en effet, les branchements d'abonnés raccordés à un réseau public sont munis de compteurs et des dizaines de millions de ces appareils fonctionnent de par le monde. La généralisation du comptage de l'eau fournie aux usagers pour en permettre une facturation précise correspondait à un souci d'éviter un gaspillage par les utilisateurs d'un bien dont le coût de production par la collectivité n'est pas négligeable.

Ce coût augmente de plus en plus par suite de la pollution croissante des ressources naturelles, des exigences accrues des usagers, des progrès de la technologie qui permettent de faire face à l'une et de satisfaire les autres, et par suite également de la raréfaction des ressources face à une demande sans cesse plus importante. Dans ces conditions, il devient encore plus nécessaire de gérer avec économie la production et la distribution de l'eau potable. Il ne suffit plus de lutter contre le gaspillage chez l'utilisateur. Il faut franchir un pas de plus et assurer la meilleure gestion du réseau public. Ceci entraîne la connaissance précise de son fonctionnement et en particulier la mesure des débits en différents points des installations de prélèvement, de traitement et de distribution.

Le comptage de l'eau à stade diffère du comptage de l'eau chez les abonnés: les diamètres de conduites sont plus importants, les débits aussi et les appareils utilisés différents. Alors que les compteurs d'abonnés vont d'un diamètre de 12 mm à 150 mm (ou légèrement plus), les mesures de débit sur les installations publiques concernent des conduites de 200 mm à 2 mètres et plus de diamètre. Les débits en réseau vont de 500 m<sup>3</sup>/heure à plusieurs milliers de m<sup>3</sup>/heure, ou plusieurs dizaines de milliers de m<sup>3</sup>/heure. Enfin, les compteurs d'abonnés utilisent soit un procédé mécanique direct faisant intervenir des chambres volumétriques à parois mobiles, soit l'effet de la vitesse de l'eau sur un organe mobile en rotation. Les appareils de mesure de débit sur des conduites de gros diamètres font appel quelquefois à des mesures de vitesse par des organes mobiles en rotation, mais utilisent beaucoup d'autres principes: dispositifs déprimogènes, électromagnétiques, à ultra-sons, à vortex, à laser, etc. . . C'est donc un domaine dont la technologie est nettement différente de celle des compteurs d'abonnés, moins répandue et moins connue. Cette technologie évolue; de nouveaux procédés se sont développés au cours des dix dernières années, d'autres en sont encore au stade des recherches et de la mise au point.

Le présent rapport a pour objet d'étudier ces appareils de mesures de grands débits en conduites fermées. Le sujet a déjà donné lieu à des études approfondies et nous devons rappeler le rapport

extrêmement complet et détaillé présenté par Monsieur le Professeur S. P. Hutton au congrès de Berlin de l'AIDE en 1961. Ce rapport examinait tous les types de compteurs, ceux d'abonnés comme ceux placés sur les conduites de gros diamètres. Il est intéressant de refaire le point pour ces derniers dix-neuf ans après et l'on constate que les appareils qui étaient expérimentaux à l'époque sont devenus d'un usage presque courant, tandis que de nouveaux principes commencent à être expérimentés.

Mentionnons également le très intéressant rapport de Monsieur A. W. Achten sur les caractéristiques technologiques des compteurs d'eau froide, présenté au congrès de Brighton de l'AIDE en 1974. Ce rapport traitait des compteurs mécaniques de volume ou de vitesse.

La mesure des grands débits, c'est-à-dire ceux d'au moins 500 m<sup>3</sup>/h ou transités par des conduites d'un diamètre supérieur à 200 mm, exclut les appareils de comptage volumétriques rarement utilisés au-delà de diamètres de 100 mm car ils absorbent des charges relativement élevées et ne peuvent sous peine d'usure rapide enregistrer plus de quelques centaines de m<sup>3</sup>/par jour. C'est pourquoi on s'attachera essentiellement aux instruments de mesure de la vitesse.

Les différents principes mis en jeu, la technologie des appareils, leur utilisation, la comparaison des différents modèles seront présentés en essayant de déterminer les conditions d'emploi les mieux adaptées à chacun d'entre eux. Nous terminerons par un examen des perspectives d'avenir qui s'ouvrent dans ce domaine.

### 1.2 Domaines d'application de la mesure des grands débits

Les instruments de mesure des grands débits sont utilisés à plusieurs fins:

- mesure en continu des débits instantanés,
- mesure des débits moyens, horaires et journaliers,
- totalisation des débits.

Leur domaine d'application s'étend:

d'une part sur les stations de traitement pour:

- connaître les débits d'eau brute prélevés,
- asservir l'injection des reactifs au débit à traiter,
- assurer la conduite des installations,
- contrôler les débits admis dans les réseaux, soit gravitairement, soit par refoulement,

d'autre part sur les réseaux de distribution pour:

- optimiser le fonctionnement des équipements de pompage,
- connaître le fonctionnement des principaux feeders et des intercommunications,
- compter les ventes en gros,
- surveiller le rendement des réseaux, rechercher les fuites,
- évaluer les extensions futures du réseau.

## 1.3 Principe

Le débit étant le produit d'une vitesse par une section, le problème paraît se simplifier du fait que dans une conduite sous pression la section est parfaitement définie.

En réalité, du fait des phénomènes de frottement du liquide le long des parois, la vitesse n'est pas constante en tous points d'une section perpendiculaire à l'axe de la conduite de sorte qu'il faut faire intervenir les notions de champ de vitesse et de vitesse moyenne.

Par ailleurs, de nombreux facteurs peuvent modifier la répartition du champ des vitesses: rugosité de la paroi, viscosité du liquide, nombre de Reynolds, conditions d'écoulement à l'amont (coudes, tés). On distingue, toutefois, deux types d'appareillage:

L'un qui fournit la vitesse moyenne: appareils à champ total. La vitesse moyenne est obtenue à partir d'une grandeur qui lui est liée, par exemple:

- vitesse de rotation d'une turbine ou d'une hélice,
- pression différentielle provoquée par un étranglement,
- force électromotrice créée par le passage de l'eau dans un champ magnétique,
- vitesse de transmission des ultrasons,
- traçage,

l'autre qui fournit une vitesse quasi ponctuelle: appareils à champ partiel.

Ce type d'instruments parmi lesquels se trouvent des appareils à hélice, à tube de Pitot, électromagnétiques, à Vortex, à rayon laser, nécessite:

- soit la détermination du point où la vitesse est sensiblement égale à la vitesse moyenne au moment de l'étalonnage dans les conditions réelles d'utilisation,
- soit l'exploration du champ de vitesse, procédé qui est également utilisé pour la mesure des débits à écoulement libre.

## 2 Compteurs à hélice

### 2.1 Appareils à champ total:

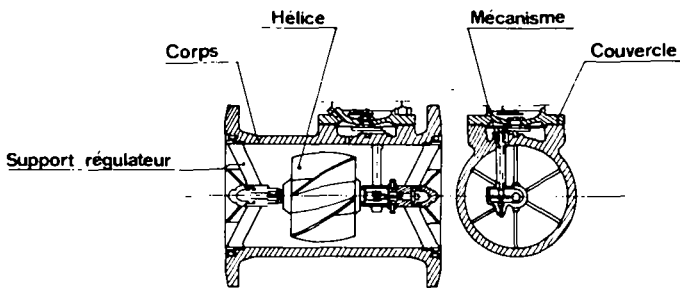


Fig. 1. Compteur à hélice.

#### 2.1.1 Principe

Ces appareils enregistrent la rotation d'une hélice placée dans l'axe de la conduite et entraînée par le liquide à une vitesse proportionnelle au débit.

#### 2.1.2 Description

Dans la gamme des débits à considérer, seuls sont à examiner les débitmètres Woltman à mécanismes amovibles et à hélice horizontale. Le corps de l'appareil comporte un élément de conduite rectiligne dans l'axe duquel est montée une hélice. Celle-ci est supportée aux deux extrémités de son axe par des paliers dont les supports régularisent la direction des filets fluides.

L'hélice, munie de plusieurs pales en forme de vis à filets multiples, actionne un mécanisme comportant une vis sans fin, une roue tangente, un train démultiplicateur et un totalisateur. L'organe de réglage est constitué par une pale orientable montée dans le

croisillon qui précède l'hélice du compteur. Ces appareils peuvent être équipés de têtes émettrices d'impulsion. Dans ce cas, le nombre d'impulsions étant proportionnel au débit, il est possible de retransmettre à distance sur un compteur d'impulsions l'enregistrement du débit et sa totalisation.

#### 2.1.3 Utilisation

Les diamètres de ces appareils s'échelonnent entre 150 et 800 mm et les débits varient selon le diamètre et les conditions de fonctionnement entre 100 et 16000 m<sup>3</sup>/h. Ils fonctionnent dans une gamme de pression fournie par le constructeur, le corps habituellement en fonte pouvant être réalisé en acier pour les hautes pressions jusqu'à 2000 kPa.\* Les pertes de pression provoquées par ce type de compteur sont relativement faibles, par exemple 1,5 kPa\* pour un compteur de 300 mm au débit de 500 m<sup>3</sup>/h et sont indiquées par des abaques (Fig. 2).

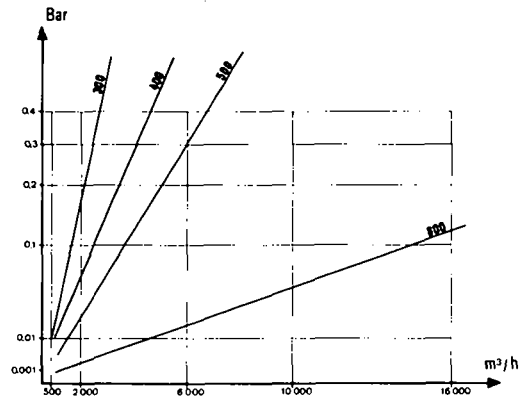


Fig. 2. Pertes de charge provoquées par les compteurs à hélice. Exemple d'abaque.

#### 2.1.3.1 Implantation

Le fonctionnement des compteurs à hélice axiale étant considérablement perturbé par les remous qui peuvent animer la veine d'eau qui les traverse, il doit être aménagé en amont du compteur une portion de conduite rectiligne. La longueur droite en amont peut aller de 12 à 20 fois le diamètre suivant la nature de l'élément perturbateur, mais peut cependant être réduite par l'utilisation d'un stabilisateur d'écoulement. Cet élément ajoute néanmoins une perte de charge supplémentaire. En aval du compteur, il n'est pas nécessaire de prévoir de longueur droite, sauf dans les cas où se trouve une vanne de réglage ou un étranglement qui impose une longueur droite de 5 D.

Afin d'éviter le passage d'air qui risque de fausser la mesure, ces appareils doivent être en un point bas; au besoin dans le cas d'un écoulement libre il faudra relever la conduite aval. Etant donné leur faible encombrement, un regard suffit pour les abriter.

#### 2.1.3.2 Précision

La précision de ces appareils,  $\pm 2\%$  du débit réel est relativement constante. Lorsqu'ils sont utilisés dans une plage de débits comprise entre 30 et 50% du débit maximum donné par le constructeur, la courbe moyenne d'erreur ne se déplace, au cours du temps, que très lentement vers les valeurs négatives. C'est ainsi qu'après trois ans de fonctionnement sur des réseaux d'eau potable, on note une variation inférieure à 0,5% au débit maximum  $Q_{max}$ . Toutefois, il existe un seuil de débit au-dessous duquel la sensibilité et la précision sont moindres.

\* 100 kPa = 1 bar

### 2.1.3.3 Entretien

Les appareils de ce type ne nécessitent pas un entretien important. Une vérification triennale pour des appareils fonctionnant en moyenne au 1/3 du débit maximum est généralement suffisante. Le remplacement du mécanisme peut être réalisé facilement et très rapidement par du personnel non spécialisé. Le bloc de comptage est, en effet, fixé sur une plaque support en fonte qu'il suffit de déboulonner, l'étalonnage étant effectué en atelier.

### 2.1.3.4 Coût

Pour des diamètres compris entre 250 et 500 mm, les coûts varient respectivement entre 5500 et 20000 F.

## 2.2 Appareils à champ partiel: Fig. 3 et 4

### 2.2.1 Principe

Un moulinet placé dans la conduite mesure la vitesse de la veine liquide dans laquelle il se trouve. La connaissance du profil des vitesses dans la conduite est nécessaire pour évaluer le débit.

### 2.2.2 Description

Les appareils reposant sur ce principe ont été développés pour des mesures sur des conduites en pression. Ces dispositifs peuvent être installés soit à poste fixe, soit pour des mesures ponctuelles. Dans le premier cas, le procédé a été mis au point par Neyrpic sur des conduites forcées d'aménagement hydro-électrique. Un moulinet est placé dans la conduite par une tubulure de 200 mm. Un système de sas permet l'introduction de l'appareil sur la conduite en pression. Le moulinet est généralement placé au centre de la conduite car l'écoulement y est plus régulier que sur les bords, mais il importe de mesurer au préalable les vitesses sur un diamètre de manière à déduire la rapport Vitesse moyenne indispensable au calcul du débit. La Vitesse au centre précision du dispositif est de  $\pm 3$  à  $\pm 5\%$  dans de bonnes conditions. Dans le second cas, le procédé a été développé par la SAFEGE en collaboration avec le laboratoire central d'hydraulique de France. L'appareil comprend:

- une sonde en matière plastique portant à son extrémité une hélice métallique,
- une canne support de sonde constituée par un cylindre en acier inoxydable portant à sa partie supérieure une poulie,
- une manchette de guidage fixée par une bride sur le robinet de prise en charge. Cette manchette porte, à sa partie supérieure, un treuil avec câble permettant l'enfoncement du moulinet dans la conduite.
- un coffret électronique alimenté par batterie 12 v permet d'enregistrer le temps mis par l'hélice pour effectuer 10 tours.

La vitesse de l'eau est inversement proportionnelle à ce temps. Les tours d'hélice sont détectés par le passage des pales devant des capteurs de proximité (détection de la variation du champ magnétique induit).

Cet appareil a été conçu pour être mis en place de façon simple en un point quelconque du réseau de distribution pour y effectuer des mesures de débit pendant un temps limité. Il peut être mis en oeuvre grâce à une prise en charge de 40 mm de diamètre. La précision de la mesure de la vitesse est de  $\pm 1\%$  mais compte-tenu des imprécisions sur la mesure du profil de vitesses et sur la section de la conduite, la précision globale est estimée à  $\pm 5\%$ . Cet appareil a été utilisé par la SAFEGE à de nombreuses reprises pour le calage de modèles mathématiques de réseaux de distribution. Il s'est révélé commode d'emploi et a donné toute

satisfaction sous réserve de respecter quelques précautions.

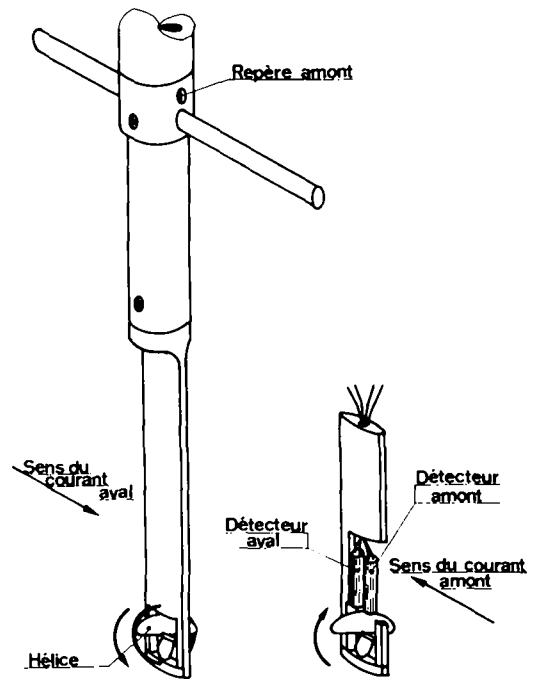


Fig. 3. Sonde de mesure.

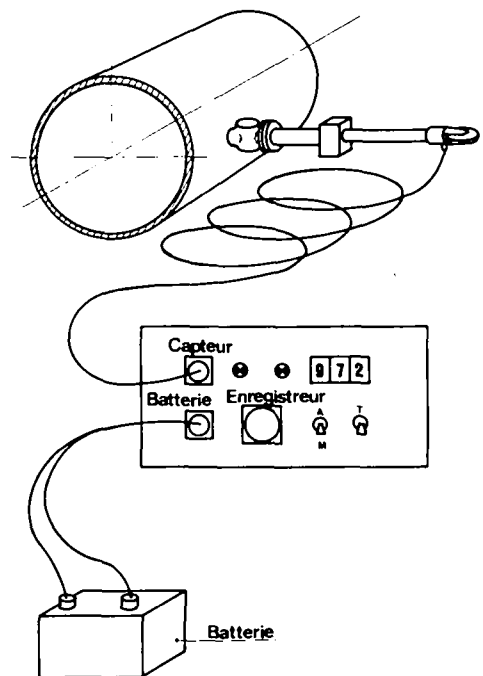


Fig. 4. Appareillage en fonctionnement.

### 2.2.3 Coût

L'appareil est commercialisé sous deux versions dont les prix sont les suivants:

- Instrument avec coffret de lecture directe de la vitesse: 27000 F.
- Instrument avec coffret comportant l'enregistrement graphique de la mesure: 31000 F.

## 3 Appareils à pression différentielle

### 3.1 Appareils à champ total

Font partie de ce groupe:

- Diaphragme: plaque mince percée d'un orifice circulaire appelé col (Fig. 5),

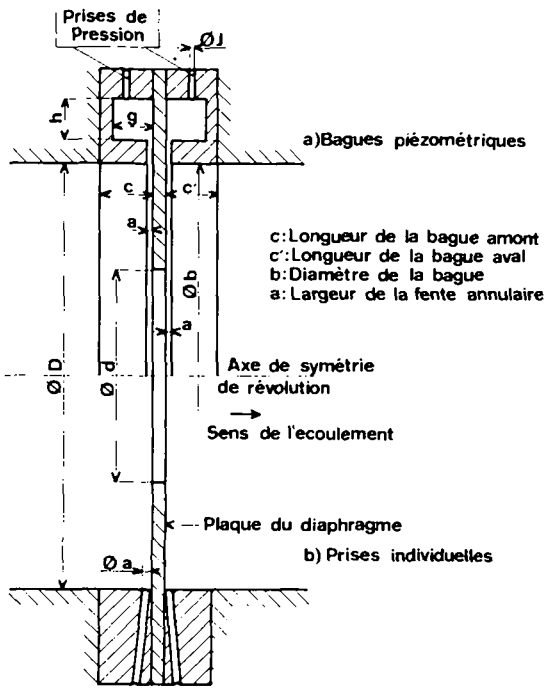


Fig. 5. Diaphragme.

- Tuyère: convergent terminé par une partie cylindrique, dite col (Fig. 6),
- Tube de Venturi: convergent suivi d'une partie cylindrique (le col) et d'un divergent (Fig. 7)

### 3.1.1 Principe

Si l'on place l'un de ces appareils sur une tuyauterie, la différence de pression statique  $\Delta p$  entre l'amont et l'aval de l'appareil ou entre l'amont et le col permet de déduire la valeur du débit  $Q_m$  passant dans la tuyauterie si l'on connaît les dimensions géométriques de l'appareil et les circonstances de son emploi (nature du fluide\*, sa température, sa pression, sa viscosité, la position de l'appareil, etc).

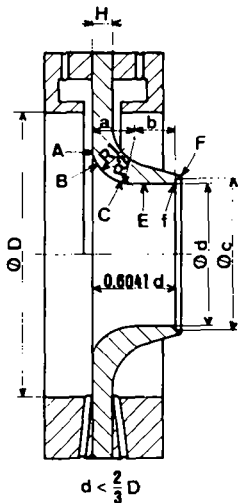


Fig. 6. Tuyère ISA 1932.

### 3.1.2 Description

Ces trois types d'appareils ont fait l'objet de normes qui permettent de les utiliser avec une grande sécurité dans la mesure du débit qu'ils indiquent.

Les normes ISO R 541—R 781 et AFNOR NF X 10-102, 10-104, 10-105 précisent notamment:

- les caractéristiques de construction,
- les conditions d'utilisation et d'implantation,

\* de l'eau dans notre cas.

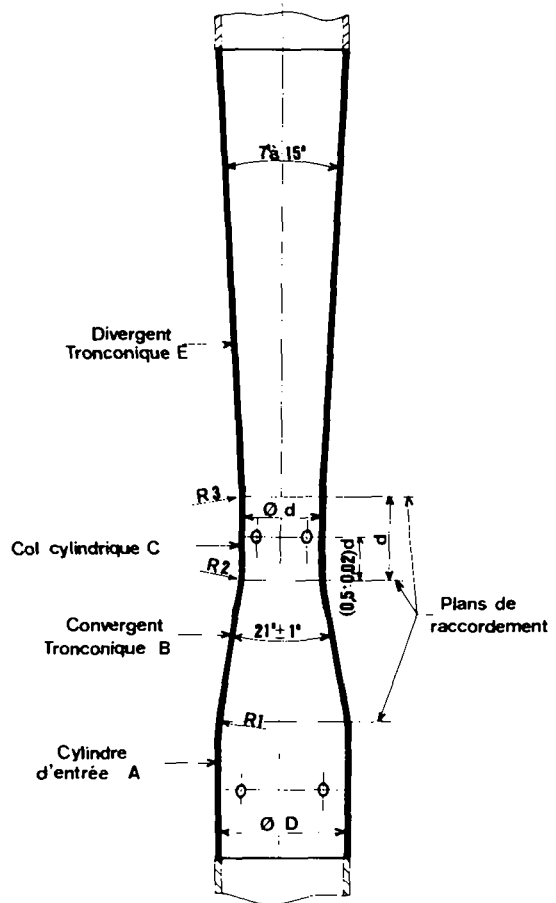


Fig. 7. Profil du tube de Venturi classique.

- la relation entre  $\Delta p$  et  $Q_m$  (débit massique),
- le calcul de l'erreur sur  $Q_m$ ,
- la perte de pression  $\Delta p'$  non récupérable au passage de l'appareil.

Laissant de côté les éléments sous la responsabilité du constructeur, notons les points qui intéressent l'utilisateur:

#### Les types d'appareils distingués par la Norme:

- 3 types de diaphragmes selon que les prises de pression sont: dans les angles, vena contracta, à la bride,
- 2 types de tuyères: tuyère ISA 1932 normalisée et tuyère à long rayon, cette dernière ne pouvant être utilisée que pour  $D \leq 0,200$  m, ne sera pas envisagée dans ce qui suit.
- Les tubes de Venturi classiques\* pour lesquels la partie convergente est tronconique,
- Les Venturi-tuyères si la partie convergente est une tuyère ISA 1932.

### 3.1.3 Utilisation

Pour chaque type d'appareil  $D$ , le diamètre de la conduite et  $\beta = \frac{d}{D}$  rapport des diamètres du col et de la conduite doivent appartenir à une fourchette précise. Ainsi pour les conduites supérieures à 200 mm, seules envisagées, on doit avoir:

- $D \leq 1$  m pour un diaphragme à prise de pression dans les angles,
- $D \leq 0,760$  m pour un diaphragme à prise de pression vena contracta ou à la bride,
- $D \leq 0,500$  m pour une tuyère ISA 1932,
- $D \leq 0,800$  m ou  $D \leq 1,200$  m pour les tubes de Venturi selon leur mode de réalisation.

\*Venturi sans précision, dans la suite du texte.

Le nombre Reynolds de l'écoulement dans les conditions Amont,  $Re_D = \frac{VD}{\nu}$  (voir cidessous), doit être compris entre des bornes supérieures et inférieures, fonctions de  $\beta$  et de  $D$ . Cette condition fait qu'un appareil donné ne fournit une mesure avec la précision indiquée dans les normes que dans une plage de débit calculée à partir des valeurs limites de  $Re_D$ .

Le fluide doit être homogène et ne comporter qu'une phase.

Le débit de l'écoulement doit être constant ou ne varier que lentement en fonction du temps. Cependant, la norme précise les conditions d'utilisation en cas de régime pulsatoire et donne des indications sur les appareillages d'amortissement des pulsations à mettre en oeuvre.

La conduite doit être pleine.

Il ne doit pas y avoir cavitation au niveau du col.

Relation entre  $Q_m$  et  $\Delta p$ :

$Q_m = \frac{\alpha \pi}{4} d^2 \sqrt{2 \Delta p \rho}$  pour les fluides incompressibles, avec:

$Q_m$  = débit masse en kg/s,  
 $\Delta p$  = pression différentielle en pascals,\*  
 $\rho$  = masse volumique du fluide, fonction de la température et de la pression, en kg/m<sup>3</sup>,  
 $d$  = diamètre du col en m,  
 $\alpha$  = coefficient de débit précisé par les normes.  
 $\alpha$  est en général fonction:  
 — du nombre de Reynolds dans la partie amont:

$$Re_D = \frac{VD}{\nu}$$

avec:  $V$  = vitesse moyenne de l'eau à l'amont de l'appareil en m/s,

$D$  = diamètre de la conduite en m,

$\nu$  = viscosité du fluide à l'amont en m<sup>2</sup>/s, fonction de la température et de la pression.

— du rapport  $\beta = \frac{d}{D}$

— de la rugosité de la conduite  $k/D$  ( $k$  = rugosité absolue de la conduite en m).

Notons que  $\alpha$  est, à travers  $\bar{V}$ , une fonction de  $Q_m$  et que la relation entre  $Q_m$  et  $\Delta p$  est donc de la forme:

$$Q_m = f(Q_m) \sqrt{2 \Delta p} \quad (1)$$

Par suite, pour un appareil donné, la détermination de  $Q_m$  à partir de  $\Delta p$  ne peut se faire que par une résolution par itération de l'équation (1).

Perte de pression non récupérable  $\Delta p'$ :

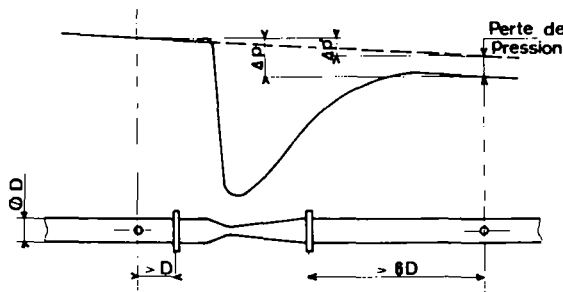


Fig. 8. Perte de pression dans un tube de Venturi classique.

pour les diaphragmes et les tuyères ISA 1932:

$$\Delta p' = \frac{1 - \alpha p^2}{1 + \alpha p^2} \Delta p$$

\*10<sup>5</sup> pascals = 1 bar.

en pratique  $\Delta p'$  vaut entre 0,8 et 0,9  $\Delta p$ .

pour les Venturi classiques, la pression non récupérable est de l'ordre de 5 à 15% de  $\Delta p$ .

Cette perte de pression peut être un élément de choix dans les cas où une pression minimum risque de ne pas être assurée à l'aval de l'appareil. Pour les débits importants, il faut également tenir compte de cette perte de pression non récupérable, source de déperdition énergétique. Ainsi, pour une usine refoulant dans un réservoir à un débit de 4000 m<sup>3</sup>/h pendant 4000 heures par an, pour des appareils de  $\Delta p = 5$  m,  $\Delta p'$  vaut environ 0,5 m pour un Venturi et 4,5 m pour un autre dispositif. Avec les rendements habituels des pompes, cela représente un supplément de 320000 kWh/an entre l'utilisation d'un Venturi et celle d'un autre appareil, soit environ 70000 F/an dans les conditions françaises.

Appareils de mesure de la pression:

La mesure de pression différentielle produite est faite:

— soit par des appareils à lecture directe: les manomètres différentiels,

— soit par des appareils à lecture indirecte qui délivrent un signal mécanique, pneumatique ou électrique.

Ces appareils fournissent soit un signal proportionnel à  $\Delta p$ , puis le débit se calcule à partir de la formule indiquée cidessus, soit un signal directement proportionnel au débit. Dans ce dernier cas, pour les appareils mécaniques, c'est une came qui fait la transformation entre  $\Delta p$  et  $Q$  et pour les appareils électriques un module analogique d'extraction de racine carrée est généralement utilisé. La réalisation d'une simple extraction de la racine carrée de  $\Delta p$  fait que l'appareil associé au déprimogène introduit une erreur systématique sur les débits autres que le débit nominal. En effet, pour des conditions de température et de pression données, on a la relation:

$$Q = f(Q) \sqrt{\Delta p} \quad (2)$$

Pour le débit nominal  $Q_0$  de l'appareil associé, on a:  $Q_0 = f(Q_0) \sqrt{\Delta p_0}$ , mais pour un autre débit  $Q$  entraînant une pression différentielle  $\Delta p$ , l'appareil associé va indiquer un débit à  $Q'$ , tel que:

$$Q' = f(Q_0) \sqrt{\Delta p} = f(Q') \sqrt{\Delta p}$$

Si l'on ne veut pas commettre cette erreur, il faut pour un appareil donné calculer point par point, par itération à partir de la formule (2), la courbe  $Q \times g(\Delta p)$ , puis soit utiliser un module analogique qui réalise la transformation entre  $\Delta p$  et  $g(\Delta p)$ , soit digitaliser le signal proportionnel à  $\Delta p$ , et fournir la valeur digitale à un calculateur ayant en mémoire les points de la courbe  $Q = g(\Delta p)$  et qui calculera la valeur exacte du débit.

### 3.1.3.1 Implantation

L'appareil doit être installé entre deux longueurs droites de tuyauterie cylindrique de section constante ( $D$ ). Ces longueurs dépendent des obstacles (coudes, vannes, soupapes, étranglements...) et du rapport  $\beta = d/D$  entre le diamètre du col et le diamètre de la conduite.

Les longueurs amont vont de 0,5  $D^*$  à 12  $D$  pour un tube de Venturi et de 10  $D$  à 44  $D$  pour les autres types. Les longueurs aval sont de 4  $D$  pour un Venturi et varient entre 4  $D$  et 8  $D$  pour les autres appareils. Ces longueurs peuvent être réduites à des valeurs précisées dans les Normes mais alors, une erreur de  $\pm 0,5\%$  doit être imputée à la mesure du débit du fait du non respect des valeurs limites supérieures. Le respect de ces normes d'implantation est l'une des difficultés imposées pour l'utilisation des appareils envisagés.

\*0,5  $D$  pour  $\beta = 0,30$ .

### 3.1.3.2 Précision

Nous avons supposé que la température et la pression étaient constantes. Ces deux grandeurs interviennent dans la relation entre  $Q$  et  $\Delta p$  à travers le nombre de Reynolds pour lequel la viscosité  $\nu$  dépend de la température et de la pression, et à travers la masse volumique  $e$  fonction également de la température et de la pression.

Dans le cas de l'eau des installations de production et de distribution d'eau potable, on peut considérer que les pressions se situent le plus généralement entre 100 kPa et 2000 kPa\* et les pressions se situent le plus généralement entre 100 kPa et 2000 kPa\* et les températures entre 0°C (légèrement supérieures bien sûr) et 40°C. Pour ces gammes de températures et de pressions  $\nu$  et  $e$  ont les valeurs indiquées dans les tableaux ci-après:

Températures en °C	Pressions en 100 kPa		Températures en °C	Pressions en 100 kPa*				
	1	20		1	5	10	15	20
0	1,79	1,78	0	999,8	1000,0	1000,3	1000,5	1000,8
10	1,31	1,30	20	998,4	998,5	998,8	999,0	999,2
20	1,01	1,00	30	992,3	992,5	992,7	993,0	993,1
30	0,804	0,804	40					
40	0,658	0,658						

Viscosité $\nu$ en $m^2/s \times 10^{-6}$	Masse volumique $e$ en $kg/m^3$
---	---------------------------------

Le plus souvent, un appareil donne des variations de pression inférieures à 300 kPa. On peut considérer alors qu'il n'y a pas de correction de pression à apporter à la mesure du débit indiqué par l'appareil associé.

Les variations de température peuvent atteindre l'ordre de 30°C (différence de température entre l'été et l'hiver d'une eau superficielle par exemple). De telles variations peuvent entraîner des erreurs sur les débits allant jusqu'à 2% si l'appareil associé ne tient pas compte des écarts de température.

Dans les conditions d'utilisation normales, ce type d'appareil fournit une précision de l'ordre de  $\pm 2\%$  du débit mesuré; néanmoins, celle-ci peut être nettement moins bonne si l'on s'écarte de sa plage habituelle de fonctionnement.

### 3.1.3.3 Entretien

Au cours du temps, l'appareillage installé sur une conduite peut évaluer. Ainsi des encrassements peuvent réduire  $D$  ou rendre non circulaire la conduite. Pour un diaphragme,  $d$  peut être modifié par corrosion ou usure. Des purges sont prévues pour éliminer des dépôts, mais des incrustations peuvent rester en place. Par ailleurs, la mesure est sensible à la rugosité de la conduite qui elle-même peut se modifier. Le contrôle de la pérennité du tarage est donc indispensable. De l'air peut s'accumuler dans certaines zones de l'appareil en place ou à la génératrice supérieure des longueurs droites des conduits qui l'encadrent. Dans ces conditions, la mesure est faussée. Il faut donc prévoir des purges d'air qui doivent être manipulées régulièrement à une fréquence dépendant des risques de formation de poches d'air.

### 3.1.3.4 Coût

Le prix d'installation des appareils est fonction du diamètre de la conduite et des conditions d'implantation. L'organe de mesure de la pression, adaptable aux différents systèmes déprimogènes vaut environ 20000 F, mais le coût de l'ensemble de mesure est très variable selon la chaîne choisie. A titre d'information, pour une conduite de 600 mm de diamètre, les coûts peuvent s'échelonner entre 25 000 F pour un diaphragme et 45 000 F pour un tube de Venturi.

\*100 kPa = 1 bar.

## 3.2 Appareils à champ partiel

Les instruments de ce type sont les tubes de Pitot ou de Pitot-Venturi.

### 3.2.1 Principe

La vitesse d'écoulement est proportionnelle à la racine carrée de la pression dynamique, la pression dynamique étant la différence entre la pression totale et la pression statique.

### 3.2.2 Description

Ces appareils comportent:

- une tête de mesure en acier inoxydable munie de raccords pour les tuyauteries de liaison,
- une canne tubulaire sur laquelle est fixée la tête,
- deux tuyauteries internes fixées aux raccords de la tête avec chacune à leur extrémité un robinet à 3 voies raccordable à un manomètre.

Pour l'utilisation en conduite sous pression, un guide support équipé d'une bride de 150 mm de diamètre assure la fixation et le guidage du tube de Pitot. Un vérin spécialement adapté facilite la manoeuvre d'enforcement et de retrait de l'instrument.

### 3.2.3 Utilisation

La plage de mesure des vitesses de ces instruments est généralement comprise entre 1 et 5 m/s. Leur précision qui est de l'ordre de  $\pm 3\%$  diminue du fait de leur mauvaise orientation par rapport au sens du courant et des perturbations causées à l'entrée de la branche horizontale. Ces appareils sont assez rarement utilisés par les distributeurs d'eau, et il apparaît que certains constructeurs ont abandonné leur fabrication.

## 4 Débitmètres électromagnétiques

Les appareils de cette famille se répartissent en deux catégories selon qu'ils mesurent la vitesse moyenne dans la totalité de la section ou la vitesse en un point de la section de la conduite.

### Principe

C'est une application de la loi de Faraday. Tout conducteur se déplaçant dans un champ électromagnétique engendre un courant dont la tension est proportionnelle à la vitesse du conducteur.

## 4.1 Appareils à champ total

### 4.1.1 Description

- Le champ  $B$  est créé dans un plan perpendiculaire à l'axe de l'écoulement,
- Le conducteur est le liquide se déplaçant à la vitesse  $V$ ,
- La tension  $E$  est collectée par deux électrodes diamétralement opposées (à une distance  $D$ ) disposées selon un axe perpendiculaire à la fois à la direction de l'écoulement (axe de l'écoulement) et aux lignes de champ.

La tension mesurée est alors égale à:  $E = B \cdot D \cdot V$ , soit

$$V = \frac{1}{BD} \times E$$

Dans les réalisations technologiques, le champ  $B$  et la distance  $D$  des électrodes sont maintenus constants et la vitesse est en principe directement proportionnelle à la tension mesurée.

### Champ inducteur

Le champ inducteur est engendré par des bobines parcourues en général, par un courant alternatif. Le



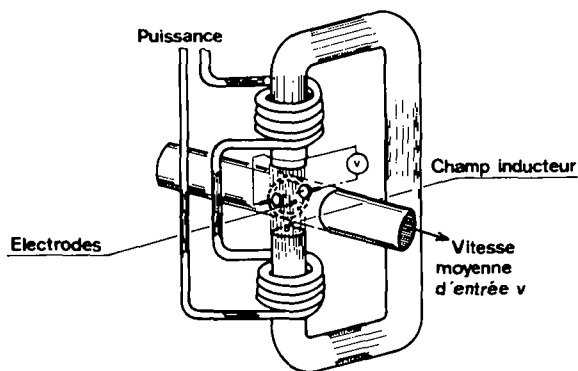


Fig. 9. Débitmètre électromagnétique à champ total.

choix d'un courant alternatif permet d'obtenir aux électrodes une tension alternative qui limite les phénomènes de polarisation. Il est primordial que le champ magnétique soit uniforme sur toute la section de l'écoulement sous peine de fausser la mesure. En pratique, cette condition est d'autant mieux réalisée que le liquide est moins chargé en particules susceptibles d'avoir des propriétés magnétiques. On conçoit également que pour que le champ inducteur reste constant durant la mesure, il faut que le courant qui l'alimente présente les meilleures caractéristiques possibles de stabilité en intensité, en tension et en fréquence.

Pour l'instant, les débitmètres électromagnétiques les plus courants sont des modèles à excitation sinusoïdale des inducteurs. Les constructeurs commencent cependant à proposer une nouvelle gamme de débitmètres à excitation impulsionnelle mieux protégés contre les perturbations du courant inducteur et donc plus précis.

#### Sensibilité du courant induit aux turbulences dans le fluide

Comme la répartition des vitesses n'est pas uniforme dans toute la section, les tensions induites sont inégales, en général plus fortes au centre qu'à proximité des parois. La tension mesurée aux bornes de deux électrodes diamétralement opposées est diminuée par l'action des courants circulaires qui s'écoulent de la partie centrale vers les zones périphériques. Il y a donc compensation des zones à forte vitesse et à force électromotrice élevée par les zones où la vitesse et la force électromotrice sont faibles. Ce phénomène permet d'obtenir une valeur moyenne de la vitesse qui est peu affectée par les turbulences de l'écoulement:

- si le régime de vitesse reste symétrique par rapport à l'axe de l'écoulement, la compensation est totale,
- si les turbulences sont plus hétérogènes, les constructeurs mettent en oeuvre des moyens de compensation supplémentaires qui permettent d'améliorer la précision. Sauf dans les cas les plus difficiles, des longueurs droites de 5 D amont et 3 D aval (un divergent d'angle inférieur à 7° étant considéré comme longueur droite) suffisent à garantir une précision de 2% relative.

Compte-tenu de ces éléments, on peut considérer que le débitmètre électromagnétique à champ total est, pour l'instant, un des types de débitmètre le moins sensible aux turbulences sur le marché de la mesure des gros débits.

#### Intensité du signal

Le signal mesuré est, pour un diamètre et un flux de champ donné, d'autant plus faible que la vitesse est basse. Pour les débitmètres les plus courants sur le marché, on peut considérer que la zone optimale d'utilisation se situe dans la gamme de vitesse 1 m/s à 10

m/s. L'emploi de débitmètres électromagnétiques à des vitesses plus basses doit être étudié avec soin et la solution la meilleure consiste souvent à choisir un débitmètre de section plus faible que celle de la conduite. Ce retrécissement introduit des pertes de charge non négligeables dont il convient de tenir compte car elles peuvent dépasser celles qui seraient occasionnées par un appareil déprimogène ayant le diamètre de la conduite.

#### Equipement

Compte-tenu de leur principe, les débitmètres électromagnétiques, bien que constitués de deux parties: création du signal de mesure et traitement électronique de ce signal, sont livrés avec leurs parties électriques et électroniques. Le signal de sortie dépend des types. Il est:

- soit analogique (4-20 mA) avec une impédance inférieure à 650Ω,
- soit en fréquence (10 Hz maximum, 24 V, largeur 50 millisecondes, impédance de charge supérieure à 100Ω). Dans ce cas, les risques de perturbation et de dérive sont beaucoup plus faibles.

La consommation électrique est variable suivant le type de débitmètre et son diamètre. La puissance peut être de l'ordre de 1 kW pour les modèles les plus courants. Les débitmètres électromagnétiques font l'objet à l'I.S.O. d'un rapport technique Doc 311 Genève.

#### 4.1.2. Utilisation

##### 4.1.2.1. Gamme de fabrication

Plus le diamètre est important, plus le matériel nécessaire à la production du champ magnétique inducteur est volumineux et coûteux. Les constructeurs proposent en série normale des débitmètres jusqu'au diamètre de 500 mm environ. Au-delà, des réalisations existent jusqu'au diamètre de 2000mm, mais en nombre limité, et elles sortent de la gamme de la série courante.

La gamme de débit correspondante est la suivante:

Diamètre	Q mini - m <sup>3</sup> /h	Q maxi - m <sup>3</sup> /h
250	200	2000
500	700	7000

Elle correspond à une plage de vitesses de 1 à 10 m/s.

En série normale, la pression maximale d'utilisation est de 1600 kPa\* jusqu'au diamètre 250 mm et 1000 kPa au-delà.

##### 4.1.2.2. Implantation

Les précisions de ± 2% annoncées par les constructeurs peuvent être maintenues quelles que soient les turbulences si le débitmètre est monté avec des longueurs droites de 5 D à l'amont et 3 D à l'aval.

On constate, par expérience, que les débitmètres électromagnétiques à champ total supportent bien des turbulences importantes tant que la vitesse d'écoulement reste forte: de l'ordre de quelques mètres par seconde. Dans ce cas, les contraintes d'implantation sont pratiquement nulles. Compte-tenu de leurs faibles sujétions d'implantation, il est rarement nécessaire de les installer dans des chambres spécialement construites. Leur emploi est particulièrement intéressant au refoulement des groupes élévatoires où, par suite des fortes vitesses, ils fournissent une mesure précise en dépit des turbulences de l'écoulement.

##### 4.1.2.3. Précision

Dans les conditions les plus courantes rencontrées

\* 100 kPa = 1 bar

dans des installations d'eau pour la mesure de gros débits, les risques de perte de précision commencent à devenir notables quand la vitesse descend en-dessous de 1 m/s et, sauf adaptation spéciale, importants pour des vitesses de l'ordre de 0,5 m/s.

Les débitmètres électromagnétiques peuvent être regroupés en deux classes quant à la précision de mesure:

- une première classe qui correspond à une utilisation de comptage non commercial, constituée par les appareils à excitation sinusoïdale: la précision est de  $\pm 2\%$  de la pleine échelle.
- une seconde classe plus précise, surtout aux faibles vitesses, pour un comptage commercial ou une régulation, réalisée au moyen d'appareils à excitation impulsionnelle:
- précision de  $\pm 2\%$  du débit mesuré pour une vitesse comprise entre 15% et 100% de la valeur maximale d'utilisation affichée par le constructeur,
- précision de  $\pm 5\%$  du débit pour une vitesse comprise entre la valeur minimale d'utilisation donnée par le constructeur et 15% de la valeur maximale d'utilisation (faibles vitesses).

On constate donc que l'étendue de débit où la précision reste très bonne n'est, dans le meilleur des cas, que dans un rapport de 1 à 7. Compte-tenu de ces éléments, on peut considérer que les conditions optimales de fonctionnement des débitmètres électromagnétiques de grand diamètre correspondent à la mesure de débits relativement stables à forte vitesse, comme par exemple au refoulement de pompes élévatoires.

#### Influence de la nature du fluide

##### • Conductivité:

Dans le cas de l'eau où la conductivité est en général supérieure à 200 microsiemens par cm, on peut considérer que ce paramètre est sans influence sur la précision de la mesure. En effet, les modèles les plus courants ont une limite inférieure de conductivité largement plus faible de l'ordre de la dizaine de  $\mu\text{S}/\text{cm}$ .

##### • Liquides chargés:

La présence de particules peut entraîner des pertes de précision quand elle se traduit par des hétérogénéités des propriétés magnétiques du fluide. S'il n'y a aucun problème sur l'eau potable, il peut, par contre, en exister dans le cas d'eaux brutes contenant des particules en suspension. Des essais préliminaires sont alors souhaitables.

#### 4.1.2.4. Entretien

La plupart des débitmètres électromagnétiques sur le marché sont équipés de manchettes revêtues avec des matériaux fluorés comme le téflon, ce qui assure une excellente tenue à la corrosion. Il en est de même pour les électrodes qui sont en général en hastelloy ou en matériau similaire.

A la longue, des dépôts se forment sur les électrodes, ce qui entraîne une dérive de la mesure. Les constructeurs proposent différents systèmes de nettoyage périodique mécanique ou par ultra-sons. Dans la plupart des cas rencontrés sur l'eau potable, l'emploi de ces dispositifs est rarement indispensable. Il suffit de choisir des modèles équipés d'électrodes démontables. Tant que la dérive demeure faible, elle peut être compensée par réglage du zéro.

Le réétalonnage possible in situ ne comporte qu'un réglage de zéro. Sa précision et son mode opératoire, manuel ou automatique, dépendent des types de débitmètres. Cette opération doit être effectuée tous les six mois environ à l'occasion des visites de contrôle. Il faut compter de l'ordre d'une heure de travail pour un technicien en électronique familiarisé avec le matériel.

#### 4.1.2.5. Coût

Le prix des débitmètres électromagnétiques est pratiquement proportionnel au diamètre de la manchette de mesure. Pour les appareils de la première classe, les ordres de grandeur sont les suivants:

- 30000 F pour un diamètre de 250 mm,
- 60000 F pour un diamètre de 500 mm.

## 4.2 Capteur électromagnétique à champ partiel: Fig. 10

### 4.2.1. Description

Les capteurs utilisés peuvent présenter différentes formes. Les capteurs cylindriques allongés sont constitués d'un électro-aimant B bobiné sur un noyau magnétique N qui engendre un champ magnétique de révolution. L'ensemble est enrobé d'un isolant. Deux paires d'électrodes sont disposées dans un plan diamétral à la surface de l'isolant suivant deux axes orthogonaux. Lorsque le système est plongé dans un fluide conducteur, tout déplacement de ce fluide au voisinage du plan diamétral et parallèlement à celui-ci coupe le champ magnétique perpendiculairement et engendre des forces électromotrices perpendiculaires au déplacement du fluide.

### 4.2.2. Utilisation

Etant donné leur faible encombrement, les sondes électromagnétiques peuvent être employées de la même manière que les tubes de Pitot ou les moulinets; par leur principe, elles s'accrochent mieux que ces derniers des liquides salissants. Leur plage de fonctionnement s'étale de 1 à 10 m/s. Pour des vitesses inférieures à 1 m/s, une carte électronique de correction peut s'avérer nécessaire.

En raison de sa conception, le capteur peut mesurer l'écoulement dans les deux sens. Il suffit d'adapter la constante d'intégration de la chaîne de mesure en fonction de la fréquence d'inversion de sens pour en faire un instrument de gestion technique des réseaux de distribution ou des réservoirs d'équilibre. Il peut être souhaitable, pour ces derniers, de connaître de façon continue le débit approximatif admis ou délivré et le sens de l'écoulement. Les débitmètres de ce type ne sont utilisables sur les conduites qu'à partir de 500 mm de diamètre.

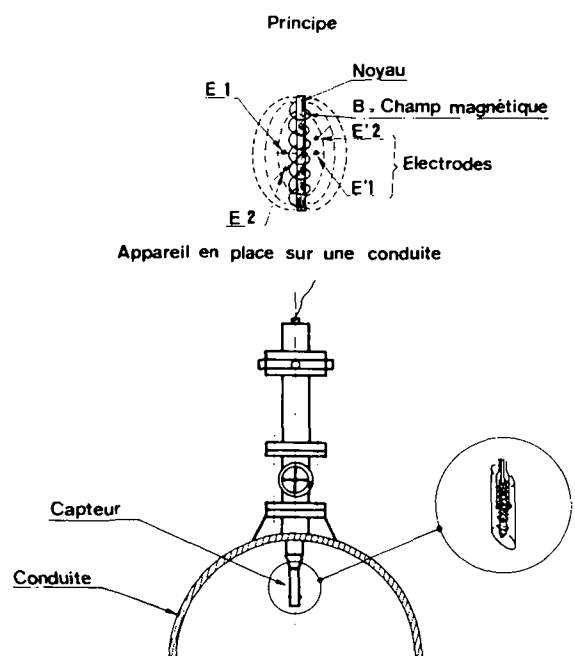


Fig. 10. Débitmètre électromagnétique à champ partiel.

#### 4.2.2.1. Implantation

Très résistant à la pression, ce capteur n'exige pas pour son installation des travaux de génie civil importants. Il peut être placé en tous points du réseau au moyen d'une manchette. Un boîtier suffit à protéger la tête du capteur des intempéries. Néanmoins, étant sensible aux turbulences, il faut disposer de longueurs droites en amont et en aval de l'instrument. Les constructeurs recommandent des longueurs respectives de 20 D et 10 D.

#### 4.2.2.2. Précision

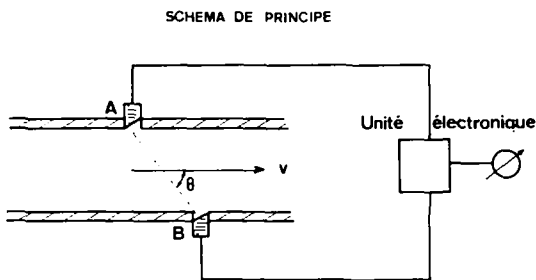
La précision des capteurs électromagnétiques est nettement inférieure à celle des débitmètres à champ total. La détermination de la position optimale d'enfoncement du capteur est, en effet, délicate. Par ailleurs, l'appareil est sensible aux tensions parasites extérieures provoquées par des courants vagabonds per exemple.

#### 4.2.2.3. Entretien

Les opérations de maintenance sont relativement fréquentes pour s'assurer de la pérennité de la mesure. Outre les opérations d'étalonnage, il y a lieu de:

1. Contrôler la dérive du zéro par retournement de la sonde à 180° et comparaison des indications données pour chaque position.
2. Contrôler la chaîne de mesure par l'introduction d'un signal simulant un débit égal à un pourcentage donné du calibre de l'appareil, 80% en général.
3. Contrôler l'état de surface des électrodes, ce qui nécessite un démontage partiel de la sonde. Bien que prévu pour fonctionner indifféremment en eau filtrée ou en eau brute, il apparaît que dans le second cas, la dégradation des électrodes est plus rapide.

Les opérations 1 et 2 doivent être effectuées une à deux fois par mois si l'on veut éviter des dérives de la mesure. Enfin, l'électronique est très sensible aux coups de foudre.



SONDE DANS SON SUPPORT

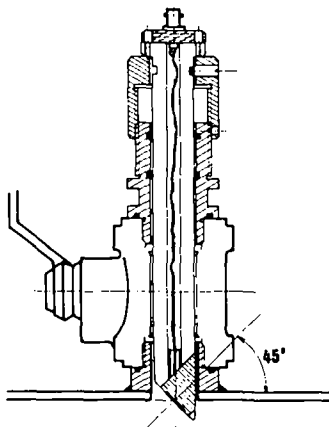


Fig. 11. Débitmètre à ultrason.

#### 4.2.2.4. Coût

Dans les conditions actuelles, l'appareil comprenant le capteur, son boîtier électronique et un totalisateur vaut environ 30000 F. Il faut noter que le coût est pratiquement indépendant du diamètre de la conduite.

## 5 Débitmètres à ultrasons

### 5.1 Principe

Le phénomène utilisé pour la mesure de la vitesse d'écoulement de l'eau, et par suite de son débit, est la modification de la vitesse de propagation des ondes acoustiques dans l'eau par la vitesse du fluide.

### 5.2 Description

#### 5.2.1 Méthode de mesure

Deux capteurs fonctionnant alternativement en émetteur et en récepteur sont situés dans le plan de deux génératrices diamétralement opposées d'une veine liquide et la droite qui les joint fait un angle  $\theta$  avec l'axe d'écoulement de l'eau.

Appelons  $c$  la vitesse de propagation des vibrations ultrasonores dans l'eau au repos et  $v$  la vitesse d'écoulement du fluide, supposée uniforme dans toute la veine.

L'émetteur A envoie vers le récepteur B un train d'ondes qui se propagent à la vitesse:

$$c + v \cdot \cos \theta$$

Le temps de transmission est égal à:

$$t_1 = \frac{L}{c + v \cdot \cos \theta}$$

où  $L$  = distance entre les sondes.

En contre-courant, la vitesse de propagation des ondes ultrasonores est:

$$c - v \cdot \cos \theta$$

et le temps de transmission devient:

$$t_2 = \frac{L}{c - v \cdot \cos \theta}$$

La différence des temps de transmission est égale à:

$$\begin{aligned} \Delta t = t_2 - t_1 &= \frac{L}{c - v \cos \theta} - \frac{L}{c + v \cos \theta} \\ &= \frac{2 L v \cdot \cos \theta}{c^2 - v^2 \cos^2 \theta} \end{aligned}$$

Cette relation peut être simplifiée du fait que la vitesse de l'eau est très inférieure à la vitesse du son voisine de 1500 m/s; pour une vitesse de l'eau inférieure à 10 m/s, la différence des temps de parcours  $\Delta t$  devient égale à:

$$\Delta t = \frac{2 L v \cos \theta}{c^2} \text{ à } 10^{-4} \text{ près}$$

Nous avons supposé dans la relation précédente la vitesse de l'eau constante le long de la corde A B.

Dans le cas réel où la répartition de vitesse n'est pas uniforme, le résultat est analogue au précédent à condition de remplacer la vitesse supposée constante  $v$  sur le trajet A B par la valeur moyenne  $\bar{v}$  sur ce même trajet.

#### Relation entre le débit et la vitesse mesurée

La relation entre le débit et la vitesse mesurée dépend du principe de fonctionnement adopté par les construct-

eurs. Deux solutions à la mesure de la vitesse peuvent être citées:

- a) Expression de la vitesse en fonction de la différence des temps de parcours  $\Delta t$ :

$$\bar{v} = \frac{c^2}{2L \cos \theta} \Delta t$$

La vitesse de l'eau est fonction de la célérité du son  $c$  dans l'eau.

- b) Expression de la vitesse en fonction de la différence des fréquences qui sont obtenues en faisant osciller un oscillateur alternatif à la fréquence

$$f_1 = \frac{1}{t_1} \text{ et } f_2 = \frac{1}{t_2} \text{ d'où l'expression de } \Delta f:$$

$$\Delta f = f_1 - f_2 = \frac{1}{t_1} - \frac{1}{t_2} = \frac{2v \cos \theta}{L}$$

et celle de la vitesse mesurée:  $\bar{v} = \frac{L}{2 \cos \theta} \Delta f$

La vitesse de l'eau ne dépend plus de la célérité du son. L'appareil mesure donc la vitesse moyenne de l'eau  $v$  le long de la corde A B et doit fournir la valeur du débit.

Dans le cas le plus général, l'écoulement est turbulent dès que la vitesse atteint quelques centimètres par seconde. Le profil des vitesses présente un front rectangulaire et ne varie pas sensiblement avec la vitesse. On peut donc exprimer le débit par un facteur d'étalement pratiquement constant appliqué à  $\Delta t$  ou à  $\Delta f$ .

Pour les régimes laminaires correspondant à des vitesses inférieures à quelques centimètres par seconde, le profil des vitesses n'est plus rectangulaire et varie sensiblement avec la vitesse; dans ce cas, un étalement peut permettre de déterminer un facteur de correction moyen, ce qui créera une légère non linéarité de la mesure, mais la répétabilité de la mesure ne sera pas altérée.

#### Compensation de la célérité du son

L'expression  $\Delta t$  dans les appareils du type a) précédent dépend de la vitesse du son qui est influencée par la température de l'eau et sa densité. Pour rendre la mesure de la vitesse indépendante de la célérité du son, l'unité électronique détermine le temps de parcours moyen:

$$t = \frac{t_1 + t_2}{2} = \frac{1}{2} \frac{L}{c + v \cos \theta} + \frac{L}{c - v \cos \theta} = \frac{L}{c} \text{ à } 10^{-4} \text{ près}$$

et calcule le rapport  $\Delta t/t^2$  égal à:  $\frac{\Delta t}{t^2} = \frac{2v \cdot \cos \theta}{L}$

d'où l'expression de la vitesse moyenne de l'eau le long de la corde A B:

$$\bar{v} = \frac{L}{2 \cos \theta} \times \frac{\Delta t}{t^2}$$

Un dispositif de synchronisation délivre des impulsions pour commander les différentes phases du cycle de fonctionnement:

- émission de la sonde A et réception par B,
- émission de la sonde B et réception par A,
- mesure de  $\Delta t$  et  $t = \frac{t_1 + t_2}{2}$  pour les appareils du type a) précédent, ou mesure de  $\Delta$  pour les appareils du type b),

- calcul de la vitesse moyenne,
- calcul du débit.

L'appareil délivre après traitement:

- un signal analogique 4-20 mA sur une impédance inférieure à 1000 ohms,
- un signal fréquence dont les impulsions ont une durée de 40 millisecondes, une amplitude de 24 volts et une fréquence maximale de 10 Hz, sur une impédance minimale de la charge de 75 ohms.

#### 5.2.2 Présentation de l'appareil

Le capteur se compose de deux sondes placées sur deux génératrices opposées de la conduite et décalées pour former un angle  $\theta$  avec la conduite. Ces sondes sont raccordées par câble coaxial à une unité électronique exploitant les signaux issus des sondes. L'élément actif de base sondes est un disque de céramique piézo-électrique maintenu à l'extrémité d'une tige en acier inoxydable et protégé des contraintes mécaniques et de l'humidité par un enrobage de résine époxy. L'émission s'effectue dans l'axe du disque faisant un angle de 45° avec l'axe de la tige en acier, pour les sondes destinées aux diamètres moyens et gros. Pour les diamètres inférieurs à 100 mm, les sondes sont généralement fixées sur une manchette à brides et pour les diamètres moyens et gros, elles sont montées sur la canalisation existante par piquage.

L'électronique est contenue dans un coffret à simple ou double enveloppe régulant la température en fonction des conditions ambiantes.

### 5.3 Utilisation

#### Caractéristiques du débitmètre à ultrasons

Un certain nombre de caractéristiques différencie l'appareil des débitmètres conventionnels et électromagnétiques.

1. Dans la plupart des cas, l'appareil est insensible à la présence de gaz ou de particules dans l'eau en raison de la compensation de célérité du son et de ses variations, compensation qui est assurée automatiquement et en permanence par l'électronique; ce résultat a pu être vérifié par des essais qui ont porté sur différentes qualités d'eau: eau potable, eau de rivière, eau en cours de traitement chargée d'oxydants et de charbon actif.

2. Les sondes se montent et se démontent sur des conduites existantes de fonte, d'acier ou en béton: la technique du piquage est connue et ne présente pas de difficulté.

3. L'encombrement de l'appareil est faible et quasiment indépendant du diamètre. Il peut être monté sur les conduites de tous diamètres.

4. L'appareil est insensible aux parasites, ce qui permet d'effectuer la mesure aux très faibles valeurs de débit et d'étudier les inversions du sens de l'écoulement. La plage de vitesses utilisées est généralement comprise entre 0,05 et 5 m/s.

#### 5.3.1 Implantation

Les sondes sont installées perpendiculairement à la conduite sur des génératrices diamétralement opposées. La précision indiquée ci-dessus est maintenue avec des longueurs droites en amont et en aval réduites respectivement à 3 D et 2 D, les sondes étant placées dans un plan perpendiculaire au plan des coudes éventuels.

L'appareil ne provoque pas de perte de pression. Alimenté sous 200 V, il absorbe une puissance de 10 watts ou 60 watts si l'on munit le coffret d'une régulation de la température interne. La distance entre les sondes et le coffret ne doit pas excéder 100 m.

#### 5.3.2 Précision

Dans de bonnes conditions, l'appareil permet de mesurer des débits dans une plage de 1 à 10 au moins avec

une précision de  $\pm 2\%$  du débit (et non de l'étendue de mesure) pour un débit compris entre 15% et 100% de la valeur nominale d'utilisation et  $\pm 5\%$  du débit pour un débit compris entre 15% de cette valeur et la valeur minimale d'utilisation donnée par le constructeur. Ces résultats ont pu être vérifiés par comparaison à un système très précis de bêche peseuse.

### 5.3.3 Entretien

Au moment de la mise en service de l'appareil, l'étalonnage se fait sur le site entièrement par la mesure directe des paramètres physiques réels qui interviennent dans la différence des temps de parcours des ondes, ainsi que par le calcul pour l'affichage de certains résultats.

Cette opération qui nécessite un appareillage auxiliaire pour la mesure des paramètres ainsi que pour l'affichage des résultats dure trois heures environ. Cette possibilité d'étalonnage interne est particulièrement avantageuse puisque l'appareil ne nécessite pas de débitmètre étalon difficile, parfois même impossible à installer.

En exploitation, les opérations de maintenance se réduisent au contrôle de l'amplitude des échos, reçus et au contrôle de l'étalonnage, une fois par an, qui sont effectués à l'aide de l'appareillage auxiliaire.

### 5.3.4 Coût

Le prix de l'appareillage, coffret, sondes et pose comprise est de 45 000 F. Il est pratiquement indépendant du diamètre.

## 6 Appareils divers

Les appareils examinés dans les chapitres précédents sont très largement utilisés. Il existe, cependant, un certain nombre de dispositifs qui, soit sont encore à l'état expérimental, soit ne peuvent répondre qu'à des situations particulières. Sans s'y attarder outre mesure, il paraît intéressant de les citer car certains peuvent connaître de nouveaux développements.

### 6.1 Débitmètres à vortex

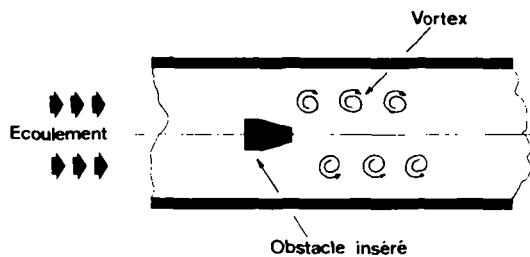


Fig. 12. Débitmètre à vortex—Schéma d'un modèle à insertion.

Lorsqu'ils sont utilisés pour le comptage des grands débits, ils mesurent la vitesse du fluide en un point de la section et non pas la vitesse moyenne.

#### 6.1.1 Principe

Lorsqu'on place un obstacle dans un écoulement, la couche limite produite à la surface de l'obstacle se décolle pour former des tourbillons (vortex). La fréquence de décollement est, pour un nombre de Reynolds donné, proportionnelle à la vitesse d'écoulement. La relation entre la fréquence de décollement et la vitesse du fluide est fonction de la nature de l'obstacle. On peut obtenir une relation linéaire quand l'obstacle est conçu de manière à ce que le point de décollement reste fixe. Cette caractéristique est obtenue avec un obstacle à arêtes vives.

#### 6.1.2 Description et utilisation

Les débitmètres à vortex comportent deux parties:

- la première mesure la fréquence des décollements de tourbillon au moyen en général d'une thermistance,

—la seconde transforme le signal pour obtenir en sortie un signal impulsionnel qui peut être aussi bien utilisé pour le comptage que pour la mesure de débits instantanés.

Suivant la nature de l'obstacle, il existe plusieurs types de débitmètres à vortex. Les modèles utilisables pour la mesure des grands débits sont à insertion. Ils sont constitués d'une sonde, où se forment les tourbillons, située à l'extrémité d'une canne. La mesure n'est donc pas représentative de la vitesse moyenne, mais seulement de la vitesse ponctuelle au voisinage de la sonde.

Dans le cas d'un écoulement très stable, l'incertitude sur la mesure ponctuelle est inférieure à  $\pm 2\%$  du débit mesuré et la plage de mesures est importante.

Dans le cas d'un écoulement turbulent, on retrouve les problèmes classiques d'évaluation d'un débit à partir d'une mesure de vitesse ponctuelle. Il est nécessaire de disposer de très grandes longueurs droites amont et aval pour régulariser l'écoulement.

Le coût de ce type de débitmètre est pratiquement indépendant du diamètre: de l'ordre de 30 000 F.

Les applications à la mesure de gros débits d'eau sont relativement récentes. L'article le plus intéressant de ce point de vue est celui de M. E. Perrin (J.A.W.W.A., mars 1977) qui décrit l'essai de débitmètre à vortex sur des conduites de distribution d'eau de diamètres 500 et 900 mm dans une gamme de débit de 0,1 à  $\text{m}^3/\text{h}$ .

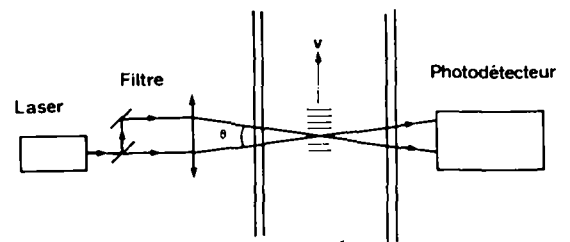


Fig. 13. Débitmètre à laser—Principe du montage.

### 6.2 Débitmètres à laser

#### 6.2.1 Principe

Un système optique équipé d'un filtre monochromatique transforme le rayon laser en deux rayons parallèles focalisés par une lentille. Au point d'intersection des deux rayons, il se forme un réseau de franges où la lumière est alternativement intense ou faible. L'intensité de la lumière diffusée par une particule qui traverse ce réseau de franges varie lorsque celle-ci passe d'une zone fortement éclairée à une zone peu éclairée. Un photodétecteur transforme la lumière diffusée par la particule en un signal électrique dont la fréquence  $f$  est une fonction de la distance entre deux franges et de la vitesse  $v$  de la particule.

$$f = \frac{v}{\lambda l} 2 \sin \frac{\theta}{2}$$

$\theta$  et  $\lambda l$  étant respectivement l'angle que font entre eux les deux rayons laser et la longueur d'onde incidente du laser.

Le photodétecteur qui reçoit la lumière diffusée par les particules traversant la zone des franges dans le petit volume de mesure peut être placé:

- soit du côté opposé au laser par rapport à la conduite (cas de la figure),
- soit du côté du laser (rétrodiffusion).

Dans le premier cas, l'intensité de la lumière diffusée est supérieure à celle qui est diffusée en rétrodiffusion, ce qui permet d'obtenir un rapport signal sur bruit plus favorable.

Dans le deuxième cas, l'alignement des appareils et leur emploi sont plus simples.

### 6.2.2. Description et utilisation

L'appareil du type rétrodiffusion comporte:

—une sonde en deux parties:

- le corps contient la source de lumière, l'optique d'émission et de réception, le photodétecteur,
- le tube équipé d'un support évidé avec, à son extrémité, un organe réfléchissant qui reçoit les faisceaux incidents et qui les réfléchit de telle sorte qu'ils convergent au point de mesure.

—une électronique de traitement du signal délivré par le photodétecteur sous forme d'un coffret pouvant être alimenté sur batterie.

L'appareil mesure une vitesse ponctuelle de l'eau, ce qui implique la connaissance du facteur d'étalonnage pour mesurer le débit; cette connaissance implique que le régime soit turbulent et que le profil de vitesse soit symétrique par rapport à l'axe de la conduite, d'où des longueurs droites amont et aval suffisantes. Aucune calibration n'est nécessaire pour obtenir une mesure correcte car  $\lambda$  et  $\theta$  peuvent être connus avec la précision désirée.

Le domaine d'utilisation de l'appareil paraît très grand en fonction des caractéristiques physiques de l'eau: insensibilité aux effets de la pression, de la température. D'autre part, l'appareil, qui est utilisable pour des canalisations de diamètre quelconque, nécessite un ou deux hublots en matière transparente à la lumière laser comme le plexiglas.

Le débitmètre à laser permet de faire des mesures ponctuelles sans contact; il ne semble pas qu'il y ait de limites d'emploi dues au diamètre, à la température de l'eau et à la pression. La plage de mesures va de quelques millimètres par seconde à plusieurs mètres par seconde, suivant l'électronique utilisée. Cette technique de mesure, qui a été mise au point il y a seulement une dizaine d'années, est surtout utilisée par les laboratoires de recherches et les instituts de mécanique des fluides pour l'étude des turbulences de l'air ou de gaz.

Le prix de ces appareils se situe entre 90 000 et 150 000 F.

Du fait que la mesure est ponctuelle, son utilisation nécessite des longueurs droites amont et aval importantes respectivement 20 D et 10 D, pour obtenir un régime turbulent ayant un profil de vitesse symétrique par rapport à l'axe de la conduite.

## 6.3 Traceurs

La méthode de mesure de débit en conduites fermées par traceur a fait l'objet d'une norme internationale ISO 2975 qui comporte 7 parties. La norme traite des généralités de la méthode et de son application selon les procédés:

- d'injection à débit constant,
- d'injection instantanée,
- de la mesure des temps de transit,

en utilisant des traceurs radioactifs ou non.

### 6.3.1. Principe

Le traçage consiste à introduire dans la conduite en un point déterminé un composé chimique radio-actif ou non dont on détecte la présence et la concentration dans la conduite après un parcours défini.

### 6.3.2. Description et utilisation

Il convient de disposer d'une longueur suffisante pour obtenir un mélange homogène du traceur dans le fluide dont on veut mesurer le débit. C'est la longueur de bon mélange. Parmi les difficultés que l'on peut signaler lors de l'utilisation de ce procédé, il faut citer:

- le choix du traceur qui ne doit pas altérer la qualité de l'eau; il faut notamment veiller sur les conduites d'eau potable à éviter toute contamination

bactérienne au moment de l'introduction.

—la quantité de produit à mettre en jeu qui peut être prohibitive lorsqu'il s'agit de grand débit.

Par ailleurs, cette méthode n'est valable que pour effectuer des mesures ponctuelles qui ne peuvent se transformer en mesures permanentes. A signaler, toutefois, qu'un appareillage utilisant la mesure de la conductivité pour détecter le temps de transit du nuage entre deux cellules de mesure a été étudié, mais il semble n'avoir été appliqué que sur des conduites de faible diamètre.

## 7 Emploi des divers appareils

L'examen des appareillages disponibles pour la mesure des grands débits a fait apparaître pour chacun d'eux un certain nombre de caractéristiques qui peuvent être considérées suivant les cas comme des avantages ou des inconvénients. Elles seront prises en considération par l'utilisateur au moment du choix.

Le tableau ci-après regroupe les principaux éléments. Il appelle toutefois les commentaires suivants:

### 7.1 Domaines d'utilisation

Il s'agit notamment des débits maxima mesurables, des plages de débits, de la perte de pression créée, de l'influence de la nature de l'eau.

*Débit:*

Les appareils à hélice, les déprimogènes, les électromagnétiques à champ total sont limités par les dimensions de construction. Au contraire, les appareils à ultrasons peuvent s'adapter à tous les diamètres, de même que les appareils à champ partiel.

Les plages de débits sont généralement de 1 à 5, quelquefois de 1 à 10. Cependant, en dehors de la plage de débits indiquée par le constructeur, la précision peut devenir très insuffisante.

*Perte de pression créée par l'appareil:*

Il y a lieu de distinguer trois catégories selon que la perte de pression provoquée est forte, faible ou négligeable:

Forte : diaphragmes, tuyères,  
Faible : compteurs à hélice, tubes de Venturi,  
Négligeable: Débitmètres électromagnétiques à champ total ou partiel,  
appareils à ultrasons, moulinets, tubes de Pitot.

*Nature de l'eau*

Elle intervient, soit par l'importance des particules en suspension dans l'eau brute, soit par les propriétés chimiques, entartrantes ou corrosives qui peuvent avoir une influence sur les organes de certains débitmètres. Signalons, à ce propos, que la présence de matières en suspension dans l'eau n'interfère pas dans la mesure par ultrasons alors qu'elle peut entraîner des perturbations sur les mesures effectuées par des débitmètres électromagnétiques.

### 7.2 Conditions d'implantation

Différents critères sont à prendre en compte:

*Importance des travaux d'implantation*

La plupart des appareils peuvent se placer dans des regards—Débitmètres à hélice, électromagnétiques à champ total, à ultrasons. Certains, notamment les appareils déprimogènes, nécessitent la construction d'une chambre; d'autres, en particulier les appareils de mesure à champ partiel ou à champ total à ultrasons, ne nécessitent pas de travaux de génie civil importants; ils peuvent même être placés dans des ouvrages existants: chambre de vannes ou de vidange, par exemple.

	DEBIT m <sup>3</sup> /h	VITESSE m/s	DIAMETRE mm	PERTE DE PRESSION	PRECISION	IMPLANTATION	PRIX 1979 en FF REMARQUES
WOLTMANN	300 - 8 000	0,5 - 5	150 - 800	Faible	± 2 % débit mesuré pour 0,3 Qm < Q < 0,5 Qm. Diminue les faibles débits	L. Amont = 12 à 20 D L. Aval = 5 D	20 000 F pour Ø 500 Maintenance commode par personnel non spécialisé
MOULINET	Pas de limite supérieure	0,1 - 6	Pas de limite supérieure	Faible	± 5 % dans de bonnes conditions	Mesures ponctuelles influencées par les turbulences. Appareil transportable pour campagnes de mesures	27 000 F. Mesures ponctuelles Enregistrement 32 000 F.
DIAPHRAGMES	5 000	1 - 5	≤ 1 000	0,85 Δp	± 2 à 3 % du débit mesuré dans les conditions normales	L. Amont = 10 à 44 D L. Aval = 4 à 8 D	25 000 F pour Ø 600 y compris appareil de mesure
TUYERES		1 - 5	≤ 500	0,85 Δp	± 2 % du débit mesuré dans les conditions normales	L. Amont = 10 à 44 D L. Aval = 4 à 8 D	
VENTURI	15 000	1 - 5	≤ 1 200	0,1 Δp	± 2 % du débit mesuré dans les conditions normales	L. Amont = 0,5 à 12 D L. Aval = 4 D	45 000 F pour Ø 600 y compris appareil de mesure
PITOT	Pas de limite supérieure	0,5 - 5	Pas de limite supérieure	Négligeable	± 5 %	L. Amont = 20 à 50 D L. Aval = 5 à 20 D Appareil portatif pour campagnes de mesures	Certains constructeurs ont abandonné leur fabrication

	DEBIT m <sup>3</sup> /h	VITESSE m/s	DIAMETRE mm	PERTE DE PRESSION	PRECISION	IMPLANTATION	PRIX 1979 en FF REMARQUES
ELECTRO-MAGNETIQUE A CHAMP TOTAL	7 000	1 - 10	Série normale ≤ 500 Spéciale ≤ 2 000	Nulle	± 2 % de l'échelle de mesure	L. Amont = 5 D L. Aval = 3 D	60 000 F pour Ø 500 Consommation électrique 1 kW. Compte dans les 2 sens.
ELECTRO-MAGNETIQUE A CHAMP PARTIEL	Pas de limite supérieure	1 - 10	A partir de Ø 500, pas de limite supérieure	Très faible	De l'ordre de ± 5 %. Diminue si la vitesse < 0,5 m/s	L. Amont = 20 D L. Aval = 10 D Appareil transportable	30 000 F pour Ø 500 et au-delà Maintenance par personnel spécialisé fréquente. Compte dans les 2 sens.
ULTRASONS	Pas de limite supérieure	0,05 - 5	Pas de limite supérieure	Nulle	± 2 % du débit pour Q > 0,15Qm ± 5 % du débit pour Q < 0,15Qm	L. Amont = 3 D L. Aval = 2 D Insensible aux matières en suspension. P. électrique pour la mesure 10 W	45 000 F quel que soit le diamètre. Contrôle d'entretien léger par personnel spécialisé.
VORTEX	400 - 4 000		500 - 900	Très faible	± 2 %	Longueurs droites importantes nécessaires pour que l'écoulement soit régularisé.	30 000 F.
LASER	Pas de limite	0,01 - 5	Pas de limite supérieure	Nulle	< ± 2 %	L. Amont = 20 D L. Aval = 10 D Peut être transporté sur le réseau	90 000 - 150 000 F Application de laboratoire.
TRACEUR	Limité par la quantité du réactif à utiliser		Pas de limite supérieure	Nulle	± 5 % dans de bonnes conditions	Introduction par T ou prise en charge.	Ne donne pas de mesures en continu.

### Source de courant électrique

Selon le principe utilisé, les appareils peuvent s'affranchir de toute source d'électricité—hélices, déprimogènes—ou au contraire nécessiter une alimentation électrique—électromagnétique, ultrasons. La consommation électrique des appareils à ultrasons est toutefois négligeable par rapport à celle des appareils électromagnétiques.

### Longueurs droites de part et d'autre de l'appareil

Elles sont à respecter sous peine de perdre en précision. Elles peuvent souvent être réduites par des dispositifs tranquillisateurs. A signaler parmi les appareils les moins sensibles: les Venturi, les débitmètres électromagnétiques et à ultrasons.

## 7.3 Précision, fiabilité

D'une manière générale, les appareils à champ total sont beaucoup plus précis que ceux à champ partiel. Les précisions indiquées, qui sont de l'ordre de  $\pm 2\%$ , s'appliquent à des conditions normales d'utilisation. Nous citerons ici quelques essais effectués par la Société des Eaux de Marseille.

- Comparaison de mesures faites simultanément sur des appareils de Venturi et des appareils à ultrasons disposés en série:

Volumes totaux mesurés en m <sup>3</sup>	Diamètre conduite en mm		Vitesse en m/s		Ecart entre les deux appareils
	Venturi	Ultrasons	Venturi	Ultrasons	
2 000 000	1 200	1 200	1,25	1,25	$\pm 1,4\%$
1 500 000	1 500	2 000	2	1,1	$\pm 0,5\%$

- Comparaison de mesures faites simultanément par deux appareils à ultrasons disposés sur des conduites de  $\varnothing$  2 000 et 1 200 mm alimentées en série:

Volumes totaux mesurés en m <sup>3</sup>	Vitesses dans les conduites - m/s		Ecart systématique moyen	Variations par rapport à l'écart moyen
	2 000	1 200		
2 000 000	0,4 - 0,9	1 - 2,5	2,7%	$\pm 0,07\%$

La fiabilité des mesures dépend énormément de la plage de mesures et impose des vérifications périodiques. L'appareil à ultrasons, grâce à sa possibilité d'étalonnage interne et à sa capacité de fonctionnement dans les plages de faible vitesse, occupe une place de choix parmi les appareils précis et fiables.

## 7.4 Entretien

L'entretien des débitmètres ne constitue pas une charge très importante. Il se traduit par un certain nombre de vérifications et un étalonnage. A noter que les débitmètres à hélice ne nécessitent pas de personnel spécialisé alors que ceux qui font appel à l'électronique, ultrasons, électromagnétiques imposent un personnel qualifié.

## 7.5 Coût

Le tableau indique le coût des appareils pour des diamètres de 500 ou 600 mm. Il appelle les commentaires suivants:

- Les débitmètres électromagnétiques à champ total sont d'un coût relativement élevé. Leur consommation électrique représente des frais de fonctionnement non négligeables.
- Les appareils à hélice ne sont pas très onéreux.
- Les appareils déprimogènes apparaissent relativement peu coûteux, mais étant donné les travaux nécessaires à leur implantation, le coût de l'installation peut faire doubler ou tripler le coût de l'appareil lui-même.

—Le débitmètre à ultrasons se situe entre les appareils électromagnétiques à champ total et les compteurs à hélice. Il devient rapidement très avantageux sur les conduites de gros diamètres.

## 8 Conclusion

La mesure des grands débits fait appel à des techniques de plus en plus nombreuses. Certaines fondées sur des systèmes déprimogènes sont utilisées depuis fort longtemps et ont fait leurs preuves. Ce type d'instrument, très fiable dans des plages adaptées, est réputé pour sa longévité et le peu d'entretien qu'il nécessite de la part de l'exploitant.

Toutefois, les exigences de la gestion des installations de traitement et des réseaux de distribution font rechercher des appareils de plus en plus performants, capables de fonctionner dans des plages de mesures variables, ayant une bonne précision, une fiabilité convenable, pouvant s'insérer facilement dans les réseaux, retransmettre des indications à distance, etc.

Selon l'objectif poursuivi, on pourra attacher plus de prix à l'un ou l'autre de ces critères, ce qui conduira à faire un choix entre les appareils disponibles en fonction des conditions économiques et des impératifs techniques. On peut, en effet, avoir besoin d'appareils à postes fixes ou, au contraire, souhaiter disposer d'instruments pouvant s'insérer facilement et sans grands frais en des points particuliers du réseau, notamment à l'occasion de campagnes de mesures.

Dans le premier cas, et selon les circonstances, on pourra rechercher pour des précisions comparables:

- soit des instruments dont la plage de mesures est très étendue: appareils à ultrasons ou encore électromagnétiques à champ total pouvant fonctionner à des vitesses élevées sur des stations de pompage, par exemple,
- soit des instruments fiables mais plus rustiques qui peuvent même, dans certains cas, ne pas consommer d'énergie électrique: appareils à hélice, ou appareils déprimogènes.

Les conditions techniques d'implantation pourront, elles-mêmes, intervenir du fait des longueurs droites de conduite disponibles, des pertes de charge provoquées et suivant que l'appareil a été prévu dans le projet ou doit être installé sur un ouvrage existant.

Dans le second cas, on pourra faire appel à des appareils dont la mise en place est plus commode, susceptibles d'être transportés en divers points de mesure et adaptés sur des conduites de diamètres différents, même si leur précision est moindre. C'est généralement le cas des appareils de mesure à champ partiel: moulinet, tube de Pitot, électromagnétique, vortex, dont les capteurs sont sensibles mais qui du fait d'avoir à choisir la position du filet fluide représentant la vitesse moyenne introduisent une source d'erreur supplémentaire; cette précision est souvent acceptable pour des campagnes de mesures sur les réseaux. A signaler, toutefois, dans le domaine des appareils transportables l'apparition d'une solution nouvelle, utilisant les débitmètres à ultrasons qui prennent en compte la totalité du champ de vitesse.

Depuis ces dernières années, les techniques explorant la totalité du champ de vitesse se sont, en effet, développées avec les appareils électromagnétiques et à ultrasons, mais les progrès techniques se poursuivant sans cesse, on peut s'attendre dans les années à venir à de nouveaux perfectionnements, par exemple par l'usage d'appareils comme le débitmètre à vortex dont l'emploi n'est pas encore très répandu ou le débitmètre à laser qui n'est encore employé qu'en laboratoire, en raison notamment de son coût élevé. Il n'est, cependant, pas exclu de penser que ce type d'instrument puisse un jour avoir une application, soit



sous forme d'appareil à poste fixe, soit sous forme d'appareil étalon portatif. Les impératifs techniques et financiers ouvrent la voie à de nouvelles recherches dans ce domaine; nul doute qu'elles déboucheront sur la mise au point de moyens nouveaux, mais l'on peut dire que ceux qui sont actuellement à notre disposition peuvent, dans la plupart des cas, s'adapter à nos exigences.

## Bibliographie

American Society of Civil Engineers (ASCE).  
Task Committee on flow measurement of the committees on Hydraulics Structures of the hydraulics Division.  
Bibliography on discharge measurement techniques (183 references). Proceeding of the ASCE, Journal of the Hydraulics Division, vol. 103, n° HY 8, Aug. 1977, pp. 889-903, bibliogr.  
Aunac P.  
Théorie de la mesure par débitmètre électromagnétique. La Papeterie, n° 11, 1970, pp. 1087-1106, fig.  
Bonnafoux R.  
Progrès de la normalisation des mesures de débit.  
Cour. de la normalisation n° 242 — III-IV 1975.  
Cambon P., Coudert E.  
Le Comptage de l'Eau. T.S.M. Novembre 1964 - p. 345.  
Coudert E.  
La mesure des débits liquides dans les conduites sous pression. Canalisations — 6/7 — 1972 — p. 11.  
Cousins T., Nicholl A. J.  
Comparaison entre les débitmètres à turbine et les débitmètres à vortex. Revue Brown Boveri, n° 3, 1977, pp. 140-146, fig., tabl.  
Demarais  
Débitmètres à ultrasons pour liquides. Essais de mesure et de précision. Principe de fonctionnement et description des appareils utilisés. Evaluation des erreurs. Premiers résultats obtenus pour un débitmètre de 20 l/s. Schémas synoptiques de l'électronique, du banc hydraulique et de l'installation de mesure. Bulletin d'information Bureau National de Métrologie, 1978-9, N° 31, 34-44.  
Dutang  
Débitmètre par ultrasons: évolutions récentes de la métrologie dans le cadre de traitement des eaux. T.S.M. L'Eau — Mars 1977.  
Grey S.  
Electrodes for magnetic flowmeters. Water & Sewage Works, vol. 119 R.N., 31 août 1972, pp. R 93 - R 97, 5 fig., 1 tabl.  
Hutton S. P.  
Le mesurage de l'eau et les compteurs. Rapport n° 3 — A.I.D.E. — Berlin 1961.  
Isaacs S. F.  
Débitmètre ultrasonique. Avantages. Améliorations apportées notamment au niveau du traitement électronique. Indications sur la stabilité de fonctionnement, la linéarité et la précision. Une annexe présente les équations de base. Pipe Line Industry, 2.73, p. 26-9.  
Hohn Ph.  
A conductivity flow meter. Journal of Hydraulic Research, 14-1976 — n° 1.  
Jones W. B.  
Laser fluid velocity sensor. Paper presented at the Fluid Flow Symposium, Pittsburgh, Penn. (1971) and General Electric Report n° 70-C-101 (1970).  
Jonsson L.  
Laser Velocity Meter. Journal of Hydraulic Research, Vol. 9, N° 4, (1971).

Kreid D. K., Chung C. J., Crowe C. T.  
Measurements of the Flow of Water in a "T" Junction. To be presented at ASME Winter Annual Meeting. Bioengineering Division (1974).  
Kreid D. K.  
Error estimates for laser-doppler velocimeter in non-uniform flow. Applied Optics, Vol. 13, (1974).  
Nosley J.  
Mesure des débits de liquides et de vitesse d'écoulement par sonde électromagnétique. Congrès Mesucora 1976. Organisation Internationale de Normalisation (ISO). Comité technique ISO/TC 30 "Mesure de débit des fluides dans les conduites fermées". Sous-Comité ISO/TC 30/SC3 "Débitmètres électromagnétiques". Mesure de l'écoulement d'un fluide conducteur dans des conduites au moyen de débitmètres électromagnétiques. Partie I — Généralités et Terminologie. Paris, Association Française de Normalisation, Septembre 1976 (3e projet de norme internationale).  
Perrin M. A.  
An application of vortex shedding flowmeters. J.A.W.W.A. vol 69, n° 3, mars 1977, pp. 162-165, fig. tabl.  
Sandford.  
What you should know about flow monitoring devices. Instrument and control systems — Sept. 1976.  
Sintes M. et Duvernet J.  
Les Compteurs d'eau. B.C.E.O.M. — Informations et documents 1er tri. 1977-25.  
White D. F. et al.  
The vortex shedding flowmeter.  
in: Instrument Society of America Symposium on "flow: its measurement and control in science and industry", Pittsburgh Pa, 1971. Dowdell, éd. New-York, Wiley & Sons, 1974.  
Wollner J. P.  
Flow Metering in water works.  
Débitmètre Acoustique  
Principe de fonctionnement. Avantages et inconvénients de cette technique. Résultats d'essais dans diverses circonstances. Précision. 6 réf. Water Sewage Works, 1977-124, N° 7, 70-75, N° 8, 84-88.  
Débitmètre à Ultrasons.  
Principe de fonctionnement, causes d'erreur et calibrage de l'appareil. Utilisation en mesure de débit dans l'industrie pétrolière et pour la détection des fuites. Johnston Pipel Gas J., 1976 - 203, N° 12, p.s 43 - 58.  
Débitmètre Ultrasonique.  
Principe de cet appareil. Mise au point par Westinghouse permettant de mesurer la vitesse de l'eau par différence courant/contre-courant. Brefs détails de construction. Aperçu des possibilités d'utilisation. T.E. 5 - 72, p. 46-8.

## Summary

### Introduction

The constantly growing increase in needs for water and the disastrous effects of pollution bring about a gradual exhaustion of natural resources and the implementation of technology adapted to the demands of the users. As a consequence, there is a non-negligible rise in the production costs of water, an indispensable asset, and rational management is necessary. Such management calls for precise knowledge of flows at different points in the pumping up, treatment and distribution installations.

It is necessary to recall, to demonstrate the interest in this kind of measuring, that this subject has already been the subject of two reports for IWSA, one by Professor Hutton in 1961, the other by Mr. Achten in 1974. The technology of measuring large flows differs from the technology used by the consumers, which is why in this

report we shall deal only with instruments capable of measuring, in closed conduits, flows greater than 500 m<sup>3</sup>/h and passing through conduits with diameters larger than 200 mm. We shall describe the instruments used at the present time and the technological progress which has been brought about during the last few years.

## Fields of Application

The instruments used can provide the continuous measuring of flows instantaneously, or the measuring of average flows hourly, or the totalization of the flows. Their field of application in the treatment plants extends over: flows of pumping up, flows of treated water and of reagent control, flows intended for distribution as well as flows in the distribution networks; the optimization of pumping equipment, running of feeders, wholesales, control of the yield of the networks and the evaluation of further extensions in the networks.

## Principle

The measuring of the flow depends on the determination of the rate of the fluid within a known cross-section. In reality, because of the nature of the flow in the conduit, it is necessary to measure the average flow rate. This gives rise to the use of two kinds of instruments:

The first kind, total field instruments, measures the average rate directly, by the use of a turbine or a propeller, or by the differential pressure induced by compressing, or by the electromotive force created by the passage of water in a magnetic field, or by the rate of transmission of ultrasounds, or again by the dilution of a tracer.

The second kind, partial field instruments, measures pin-point rates and necessitates either a preliminary determination of a point of cross-section where the rate is apparently equal to the average rate, or an exploration of the field of rates. In this category are instruments with propellers, with Pitot tubes, with electromagnetic leads with vortex and with laser beams.

## Instruments

The report mentions, for each kind of instrument, the principle of measuring, a description, the utilization, the conditions of implantation, the precision, the maintenance, and an approximation of the costs.

The following are successively examined: meters with propellers, differential pressure instruments, electromagnetic flow meters, ultrasound instruments, vortex flow meters, laser beam instruments and the use of tracers.

In each case the particularities of the instruments named are specified in such a way as to show their advantages and disadvantages and to facilitate the choice of the users confronted with the imperatives of measuring.

## Use of various instruments

A chart brings together the essential characteristics of the instruments examined: the range of flows, the rates, useable diameters, pressure losses induced, precision, conditions of implantation, and prices. Diverse commentaries on the various possibilities offered to the user can be made:

—Flow rates: the field of measurement runs in general from 1 to 5, sometimes from 1 to 10. Some total field instruments can have higher limits depending on the dimensions of construction: instruments with pro-

pellers, differential pressure instruments and electromagnetic instruments; partial field instruments or ultrasound instruments, however, do not have the same restraints.

—Pressure loss created by measuring: it may be large for diaphragms and tuyere pipes, slight for propeller-meters and Venturi tubes, or even negligible for electromagnetic flow meters of total or partial field, propellers and Pitot tubes.

—Implantation: most of the instruments can be placed into inspection holes. Some of them, however, such as the Venturi tubes, require the construction of a chamber having larger dimensions. Others, partial field or ultrasound instruments, may be inserted without much engineering into existing structures. Some installations, with propellers or differential pressure instruments, work independently of all sources of electrical energy; others, on the other hand, depend on them. It may be noted on this subject that the electrical consumption of an ultrasound instrument is negligible compared to that of total field electromagnetic flow meters. It is recommended to place around the instrument enough straight lengths of tubing, variable depending on the type, to avoid loss in precision. To be mentioned among the least demanding models are the electromagnetic instruments, ultrasound instruments and Venturi tubes.

—Precision, reliability: total field instruments are more precise than partial field ones. The precisions indicated of  $\pm 2\%$  apply to normal conditions of utilization. The report indicates the results of comparative tests among Venturi flow meters, ultrasound flow meters arranged in the range of measurement. It may be noted that some installations, equipped with internal calibration systems, ultrasound devices, facilitate periodical checking.

—Maintenance: depending on the technicality of the equipment, its maintenance requires more or less qualified personnel, but, in general, there is no need for a great deal of maintenance.

—Cost: it is necessary to make the distinction between the cost of the instrument itself and that of its installation. In some cases, notably for the differential pressure instruments, the costs of installation can double or triple the cost of the instrument. For some total field models, propeller or electromagnetic instruments, the cost is roughly proportional to the diameter. For others, the ultrasound flow meters for example, the cost has no relation to the diameter.

## Conclusion

The measuring of large flows requires increasingly varied techniques. Some, founded upon differential pressure systems, have been utilized for a long time and are reputed for their long life and their reliability. But the requirements of managing the installations and the networks necessitate the pursuit of instruments which are more and more performing and which are capable of functioning in variable fields of measurement, which can be put into the networks, retransmit precise and reliable indications and which are able to be used in a set position or can be transported. Depending on the objective to be reached, more or less emphasis can be placed on one or another of these criteria, thereby guiding in the choice.

# Methods and means of calibrating flow measuring instruments

by E. A. Spencer and R. W. W. Scott

National Engineering Laboratory, East Kilbride, Glasgow, Scotland.

## 1 Introduction

Mankind's survival depends on a continuing supply of water. At the one extreme isolated communities are sustained by natural, weather-borne reserves while in large urban areas adequate piped supplies are essential. For both, planning ahead and the construction of reservoirs and a distribution network are required. In any organised system there is thus a need for reliable measurements to be made of the flow.

In the previous paper<sup>1</sup> by Bossy, Guillaume and Damez, flowmeters and flow measuring techniques have been identified which are suitable for large-scale water flow measurement. For the fifth IWSA Congress nearly twenty years ago Hutton<sup>2</sup> had prepared a comprehensive review of metering methods based on the results of surveys carried out by national rapporteurs in eighteen countries. It is the purpose of this paper to examine the ways which may be used today to establish the accuracy of these measurements for the higher flow regimes. Clearly major failures can result if errors are made at the planning stage or if a flowmeter installed in a large supply pipeline is giving false readings. Equally serious from the operator and customer points of view are inaccuracies at the custody transfer points where water is bought and sold. A recent example of a reading over 15 per cent from the truth meant errors in payment of many thousands of pounds each month.

The level of accuracy which can be achieved is inevitably closely related to the complexity (and hence cost) of the equipment and the expertise of the personnel used in the measurements. From the customer's point of view the charging tariff can strongly influence his attitude on what level he is prepared to regard as significant. In the past the relative cheapness of water in the developed countries has meant that far less concern was felt in getting the highest accuracies which were attainable compared, for example, to measurements in oil pipelines.

Greatly contrasting situations exist round the world—it is said that Mexico expects to increase its demand for water by ninefold in the next 20 years while the Lothians region in Scotland around Edinburgh is only budgeting for an increase of 1.5 times the present level. Nevertheless throughout the world there is an increasing demand and this means increased expenditure and a much greater awareness that waste should be avoided. Since all but gross wastage depends on good measurements being made it is considered appropriate to review the confidence levels which can be and are in general being achieved at the present time.

## 2 Principal types of metering systems

### 2.1 Flowrate and quantity measurement

A study of ways of calibrating or checking the performance of large-scale water flowmeters requires that the various metering systems should be classified. A first division can be made between those systems which

in principle determine the quantity passing through the pipeline and those which sense the flowrate. The former will be giving a continuous total, like the ordinary domestic water meter. The latter may be either virtually instantaneously picking up the flowrate or may be averaging it over a short period of time: the total quantity passing through the system will then be determined on the basis of an integration of the flowrate with time.

The separation into these two distinct categories is appropriate because different ways of checking their performance can be adopted. In the case of flowrate metering devices which may be used principally, for example, in monitoring systems for the control of the flow of water or at a treatment works, a system of calibration which is itself determining the flowrate over short intervals of time is the most appropriate. Quantity meters on the other hand will normally only give a large enough reading difference of the quantity passed if the flow is maintained for a fairly long time. Hence in their examination it is only of secondary importance to know the approximate instantaneous flowrate since it is the total quantity passed irrespective of the time taken which must be measured accurately.

These two categories will be identified in later sections when dealing with the calibrating equipment used to assess metering performance.

### 2.2 Installation effects

Another classification which is important in deciding on the type of facility in which the flowmeter performance can be assessed is whether the flowmeter is sensitive to or is relatively unaffected by the upstream pipe conditions. If for example a variable-area flowmeter or a positive displacement flowmeter is installed in a pipeline it is almost totally independent of the incoming flow conditions. It can thus be tested successfully in a confined test length. In practice this applies to relatively small-scale flows.

If, on the other hand, as is generally true of inferential type flowmeters, a long straight length of pipeline upstream of the meter is required if its performance is to be predictable, then the calibrating facility will have to be equivalently long in order to replicate the operational conditions. The test facilities in most hydraulic laboratories are generally designed with this characteristic in mind and so all types of flowmeters can be examined in them. Instrument manufacturers on the other hand will build their test facilities reasonably suited to their own particular equipment.

### 2.3 Flow ranges

Another factor which must be considered when deciding on how the performance of a flowmeter can be checked is its size. In Section 2.2. above the calibration test facility was being assessed for suitability for the type of flowmeter to be tested. It will be clear however that the overall size of the facility in the laboratory cannot economically be increased indefinitely and so a

point is reached at which the flowmeter cannot be calibrated over part or all of its useful flow range.

It is worth while to categorise a flowrate which can be regarded roughly as the transition point. Although there are not many calibration facilities with maximum flowrates above  $1\text{m}^3/\text{s}$  it is considered that a flowrate of about  $2\text{m}^3/\text{s}$  which is about  $7000\text{m}^3/\text{h}$  should be taken as the transition point.

Below this flowrate it will be relatively straightforward for a metering system to be installed and evaluated at least partly under the controlled conditions of a laboratory or test house. Above this flowrate there are few, if any, laboratory test facilities in the world where a primary method of calibration is used; that is, where the volume or weight of water flowing for a known time can be measured directly. While it would be feasible to construct a facility in which a number of secondary standards could be installed in parallel and each separately calibrated over a range up to  $2\text{m}^3/\text{s}$  by a primary system, this solution would undoubtedly be very expensive.

Broadly speaking therefore if the flowmeter is to be used to measure flowrates in excess of  $2\text{m}^3/\text{s}$  it is best tested in its installed position. If this is impracticable there is, however, the alternative which is to test the meter over only part of its range and then extrapolate its performance for the remainder. This method however can only be used if prior studies have shown that such extrapolation has an adequate expectation of reliability. In practice the authors have experienced a number of occasions where anomalies have occurred which have affected specific types of flowmeters at the very high Reynolds numbers associated with such flowrates.

A fairly obvious difficulty which can limit the practical application of this alternative technique is that the larger the flowmeter the more restricted will be the pipe lengths which can be installed in the laboratory test facility upstream and downstream of the flowmeter, Fig. 1. The result of this, together with the fact that enlarging sections will be needed between the laboratory standard pipework and that of the flowmeter, is that the flow conditions into the meter are likely to be very different to those on site. In consequence the calibration will have only limited application and certainly the

accuracy to be expected from using the calibration data will be far less than that accredited to the facility itself.

It now becomes clear that at these large flowrates of  $2\text{m}^3/\text{s}$  and over it is necessary to consider other methods of verifying the performance. Such methods have been developed over the past century. The demand arose principally because of the need to carry out acceptance tests on the many hydroelectric power schemes built in the first 40 years of this century but they can of course be used for any situation when a large flowmeter measurement is to be made. These methods have been referred to generally by the authors of the previous paper<sup>1</sup>. The particular attributes of these methods as a means of checking the performance of permanently installed flow measuring systems will be considered here.

## 2.4 The role of standards

Standard specifications are beneficial to the user in saving him the necessity of finding out for himself through trial and error the equipment designs and procedures which are generally acceptable.

In flow measurement there has been a natural progression from early times where each individual made and checked his own equipment, to the factory product and then to the use of national and then international standards which are available to him today<sup>3</sup>. Gaps still exist and the work load of the International Organisation for Standardisation, which has a Technical Committee on Flow Measurement in Closed Conduits ISO/TC30, and of other national and international committees and bodies is substantial. Nevertheless considerable progress has been made in the past two decades. Future prospects for closing the gaps depend mainly on the willingness of the sponsoring bodies to support these activities. Thus it is appreciated that nowadays a collective approach is essential for the cost of the development work, the testing and analysis and its generation into an acceptable code is high.

## 2.5 A rational approach to uncertainty assessment

To follow through the lines suggested in the above sections it is proposed to review one particular



FIG 1 1017 mm ORIFICE - PLATE FLOWMETER ASSEMBLY INSTALLED FOR CALIBRATION AT NEL

instrument, the electromagnetic flowmeter, in greater depth than in Reference 1 and then to discuss the facilities which are available for both its evaluation and the evaluation of flowmeters in general. The assessment of the practical levels of uncertainty in the accuracy of the various ways of field flow measurement available then follows on. The question of what standards are available and are being drafted at the present time is naturally very relevant in this context.

### 3 Electromagnetic flowmeters

#### 3.1 General

There can be little doubt that during the last two decades the electromagnetic flowmeter has increased in popularity in many applications and none more so than in the water supply industry. Its relative simplicity of operation, its extensive size range and wide flow range-ability coupled with the introduction of modern design innovations in both primary and secondary devices have set it well in the forefront for the selection of large water flowmeters. One of the main attractions of this type of flowmeter lies in its permitting full-bore flow with no obstruction caused by any form of measurement sensor. Hence there are no additional pressure losses created by the metering system.

In the field of standardisation the manufacturers, in general, feel that the development of the electromagnetic system is still such a continuous and progressive process and the number of type variations so large that a standard specification for the electromagnetic meter would be difficult to formulate. Nevertheless, quite recently, an ISO Technical Report<sup>4</sup> has been prepared and certain national bodies, notably Japan<sup>5</sup>, the Federal Republic of Germany<sup>6</sup> and the United Kingdom<sup>7</sup>, have issued standards documents. Within ISO, effort is also actively directed towards the compilation of a document setting out recommendations for performance testing of electromagnetic flowmeters under installed conditions.

Much work has still to be carried out to ascertain the influence on the calibration of swirling or asymmetric flows. A working party of the ISO Technical Sub-committee is reviewing the available data while the authors' laboratory have instigated a major investigation in a 100mm test rig. In large water supply pipelines, however, long straight upstream pipe lengths of equivalent bore usually precede the flowmeter.

#### 3.2 Installation considerations

Ready access at the site where the flowmeter is to be located both for the purposes of installation and for subsequent maintenance should therefore be relatively straightforward. Sadly the latter is all too often

overlooked. For example the provision of adequate lifting gear for manoeuvring the primary device is essential if damage to the casing or body lining material is to be avoided because of the relatively large masses involved in each transfer operation. Also it is imperative that the bolts connecting the meter to adjacent pipework should be tightened only to the torque value recommended to avoid damaging the lining. Care in the fitting of the proper earthing strips, except in the case of cathodically protected pipelines, is equally essential. Considerable troubles from this problem occurred in the 1950s and 1960s.

The reference above to having a long, straight length of pipeline upstream of the meter is important if site calibration is not practicable. Although electromagnetic flowmeters are less affected than other types of flowmeter, swirling flows or velocity maldistribution can still cause errors outside the 2 per cent level.

To give an adequate output signal electromagnetic flowmeters should normally be installed in a line size such that mean pipe velocities in excess of about 1m/s are obtained for all conditions of usage—a common span setting is 1-10m/s. To achieve suitably high velocities, especially in pipe runs in excess of 0.5m diameter, pipe reducing and expansion pieces are often employed to accommodate a primary device smaller in size than the main pipe run (Fig. 2). Such pipe taper sections should be of relatively shallow angle to ensure a good velocity profile at the plane of the sensing electrodes. When such situations arise it is still essential that short lengths of straight pipework whose bore is the same as that of the primary electromagnetic device should be installed upstream and downstream to establish the same velocity profile as used in the calibration of the flowmeter. Lengths of 5D upstream and 3D downstream should be acceptable for normal accuracy requirements, provided again that the velocity distribution upstream is good.

It must be ascertained that at each metering station the flowmeter is running full of water at all times if reliable readings are to be obtained. Suitable gas venting devices are often installed in the pipeline adjacent to the detector head. Also the line joining the electrodes, in a two-electrode system, should lie in a horizontal plane. In modern equipment electrical interference such as quadrature effects arising within the system itself are automatically eliminated but great care must be exercised in the positioning of cables adjacent to the device.

It has been found impossible to predict what the magnitude of an interference field will be when the flowmeter is installed in the vicinity of other electrical machines, and of instruments or power cables having a



FIG 2 ELECTROMAGNETIC FLOWMETER INSTALLED BETWEEN PIPE TAPER PIECES

common frequency magnetic field. Tests devised to simulate installation conditions and carried out elsewhere for comparison purposes are likely to be unreliable. Hence the effects of such external magnetic fields on the flowmeter performance have to be investigated and measured when the flowmeter is fully installed on its operational site.

As one final cautionary warning interference effects have been found to occur intermittently on electromagnetic flowmeter systems when portable radio telephones or electric arc welding sets are operated in the vicinity of the flowmeter installation. Their effects on meter readings can again only be assessed by means of careful checks on site.

### 3.3 Calibration

The calibration procedures presented in Section 4 are classed as 'wet' calibration procedures in the case of electromagnetic flowmeters and are essential when higher metering accuracies are required. For electromagnetic meters there also exists, however, a so-called 'dry' calibration technique.

This dry calibration method involves the computation of the output signal of the primary device on the basis of measurements of magnetic field strength and on the physical dimensions of the meter. Certain assumptions have to be made and, as a result, the method cannot be justified except as a useful guide for the instrument engineer.

In all calibrations of electromagnetic flowmeters, however, it is important to observe that sufficient warming-up periods for both the primary and secondary elements are given before an attempt is made to obtain valid readings. The manufacturers should provide full recommendations on this point when supplying the equipment.

Where it happens, as described in Section 2.3, that, because of maximum flow limitations in the test plant a meter cannot be calibrated over its full specified working range, certain extrapolation procedures have been proposed. In the British Standard Specification<sup>7</sup>, an extrapolation factor of up to four is permitted with a related widening of the uncertainty limits associated with the measurement. The standard states that the estimated error is then to be taken as being equal to  $\pm(1 + 0,5E)$  per cent span where E is the extrapolation factor. The latter is defined as the quotient obtained by

dividing the maximum flowrate of the desired range by the flowrate at which the meter is calibrated.

It is most important that it should be understood that although a direct calibration of an electromagnetic flowmeter in a laboratory test facility is likely to give an accuracy of better than  $\pm 1$  per cent on test, this figure will need to be increased for extrapolated conditions. At the British Standard extrapolation limit of 4:1 the measurement of the flowrate at the upper end of the flow range should not be claimed to have a confidence level of uncertainty of better than  $\pm 3$  per cent. Field calibrations employing secondary methods must be assessed individually with respect to accuracy levels but should with care be better than this. A typical reference accuracy envelope is shown in Fig. 3.

## 4 Flowmeter calibration facilities

The creation of large-scale flow measurement facilities was essential to the development of hydraulic machinery. To determine the characteristic performance of head and efficiency at various flowrates of pumps and turbines, the flow had to be measured accurately. Hence either a direct flow measuring system was required or else the flow had to be measured with a metering system calibrated elsewhere.

More recently in the 1950s and 1960s for example the size of cooling water pumps for power stations was doubling every five years and so manufacturers' test rigs were being uprated as larger and larger flowrates were required. Accuracy was important both for research and development as well as for acceptance testing of models or the finished product.

Much earlier, from the turn of the century, test facilities were being built with a great variety of individual arrangements based on volumetric and weighing principles. It is only in the last decade or so that an attempt has been made to rationalise the critical characteristics on which their intrinsic absolute standards of accuracy can be based. The USSR holds the Secretariat of ISO/TC30/SC8—the sub-committee which is drafting standards on weighing and volumetric methods of flow measurement and the first of its standards ISO DIS 4185 is to be published by the ISO Headquarters in Geneva<sup>8</sup>.

### 4.1 Weighing methods

This standard ISO 4185, which deals with the

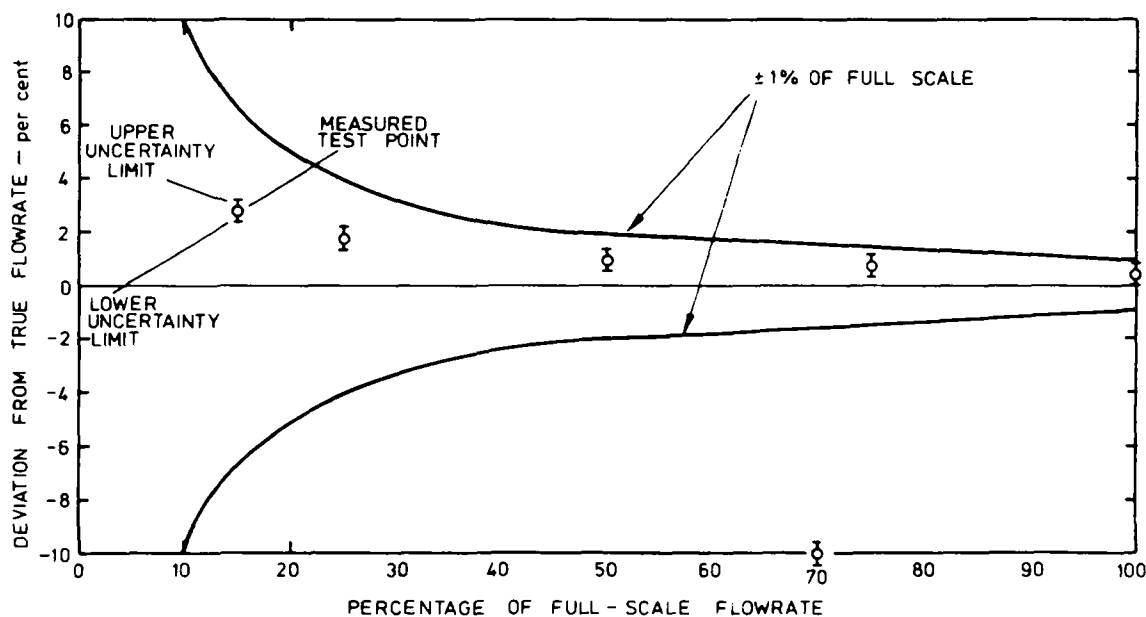


FIG. 3 TYPICAL REFERENCE ACCURACY ENVELOPE FOR ELECTROMAGNETIC FLOWMETER.

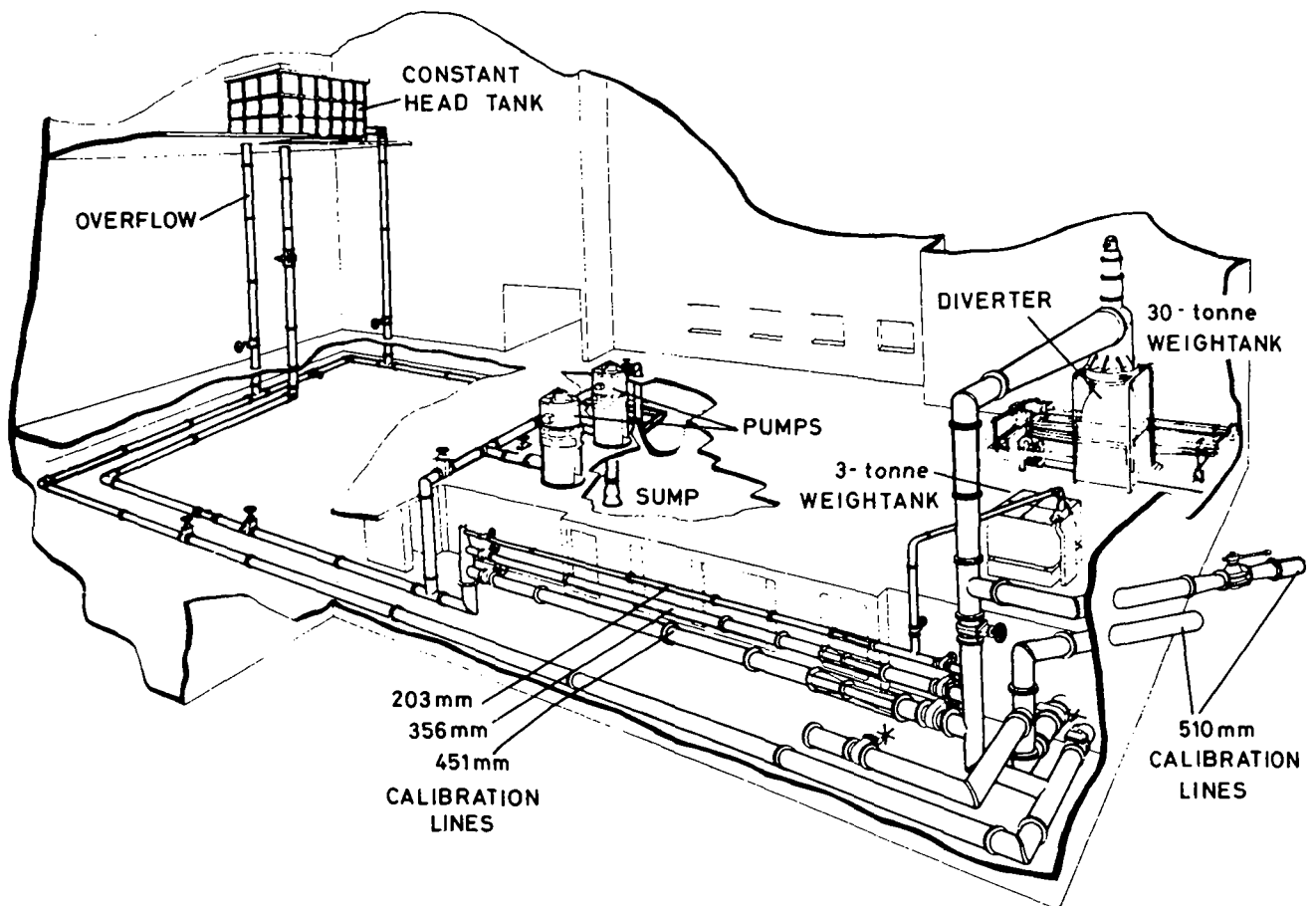


FIG 4 NEL 30-tonne WATER FLOW SYSTEM

weighing method, recommends  $1,5\text{m}^3/\text{s}$  as the upper limit for the flowrate through a calibration system for practical reasons. It emphasises the importance of ensuring that the pipe system is running full, so that the conditions are steady and also that the mass measured in

the weighbridge is identically linked to that flowing through the device on test during the diversion time.

Both static and dynamic weighing systems have been designed successfully but the latter are not often built nowadays. Fig. 4 illustrates the standard static

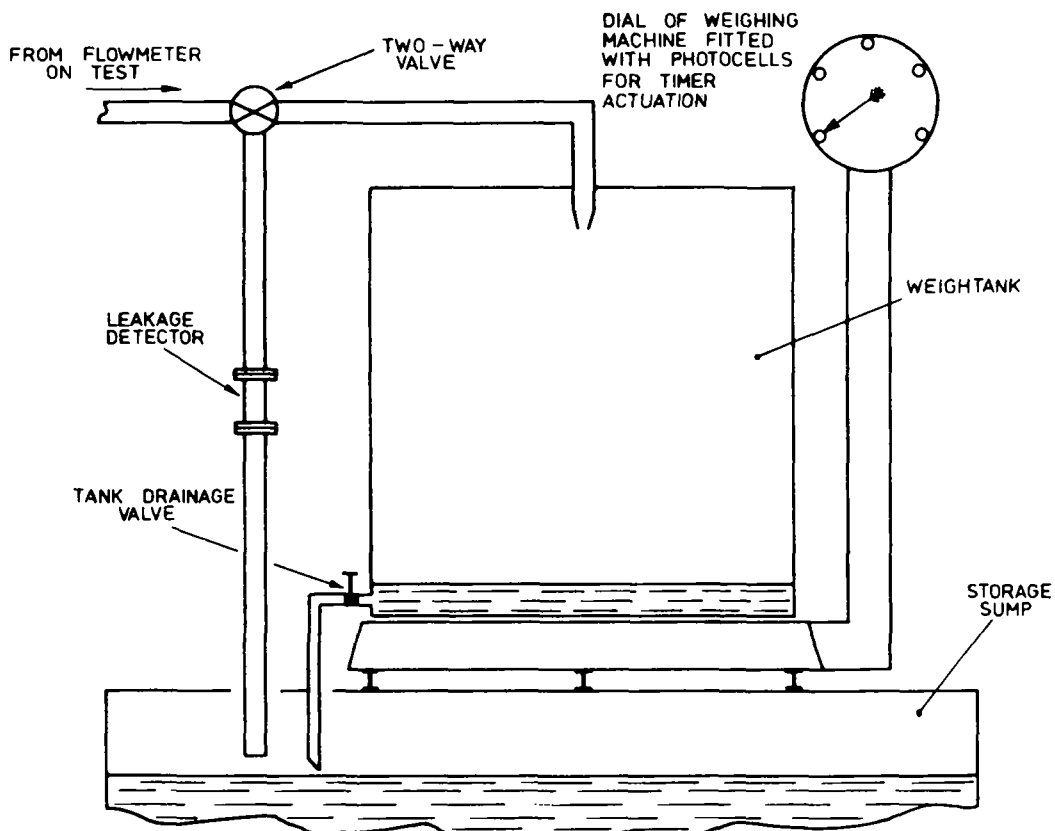


FIG. 5 CALIBRATION RIG WITH DYNAMIC WEIGHING SYSTEM.

system as used at NEL. Initially, the tank is weighed when empty or near empty under static conditions, the flow of water being diverted so that it does not enter the tank. The flow of water is then switched to fill the tank for a measured time interval and then the tank and contents are allowed to settle before the final weight measurement is taken. The difference of the gross (final) and tare (initial) weights gives the weight of water collected and this can be converted to mass by taking into account buoyancy effects. A second conversion taking into account temperature and the specific density of the water can be used to give the volume diverted. The quantity in mass or volume terms divided by the diversion times gives the required mean flowrate during the diversion period. Alternatively if the device being calibrated has a quantity output then this can be compared directly with the quantity actually measured.

An example of a dynamic system is shown in Fig. 5. No diverter is required since a dump valve in the base of the tank allows the water to return to the sump under normal conditions. When this valve is shut the weight of water in the tank increases until a set minimum weight is reached. At this point a timer is started and a known counterbalance weight added to the weighbridge system. When the tank is filled to this new weight the timer is switched off and the dump valve opened. The tank then drains ready for the next test point.

A leaking dump valve will introduce errors just as will the presence of vapour or air locks. Similarly there must be no significant temperature changes round the circuit. Another practical difficulty frequently experienced in systems with control valves and diverters at the end of the pipeline is that splashing and/or air entrainment takes place. A back pressure of 20 000 Pa is recommended to avoid this problem.

An alternative to the dump valve is the use of an emptying pump. This should be of the self-priming type since it is important that there should be no resiphoning

of water back into the tank: hence there must be a positive break between the water in the tank and the highest point in the emptying pump circuit. This raises another possible source of error in that there must be no transfer of stresses, for example through electric cables or pipe connections, to the weighbridge system.

Timer systems are capable of very precise readouts. Quartz timers giving readings to 0,0001 second are relatively easily obtained even though a discrimination of 0,01 second would be adequate if the recommended minimum diversion time of 30 seconds is adopted. It is fatally easy to assume that the overall accuracy of measuring the diversion time is as good as the timer's own accuracy. That the uncertainty must be greater than this and may in fact be an order or more greater arises from two sources. The diversion time must be measured from the neutral position of the diverter's movement through the jet. If it is not so measured a systematic error is introduced and as tests in the past at NEL have demonstrated this position need not be the geometric centre of travel of the diverter. Secondly the triggering device must have no hysteresis which would give a different effect at starting and stopping. Devices based on mechanical microswitches for example have been found to give significant timing differences.

Two methods of checking the consistency of the diverter system are given in the Annexes to ISO 4185, one having been evaluated and in use at NEL for more than 20 years. Certification of the weighbridge at regular intervals; measurement of the water temperature to better than 0.5°C; checking the specific density especially if chemical corrosion inhibitors are added, and other precautions are listed. Their implementation is essential before the overall accuracy of the calibration facility can be estimated (see Section 4.3).

## 4.2 Volumetric systems

With volumetric rather than weighing systems a

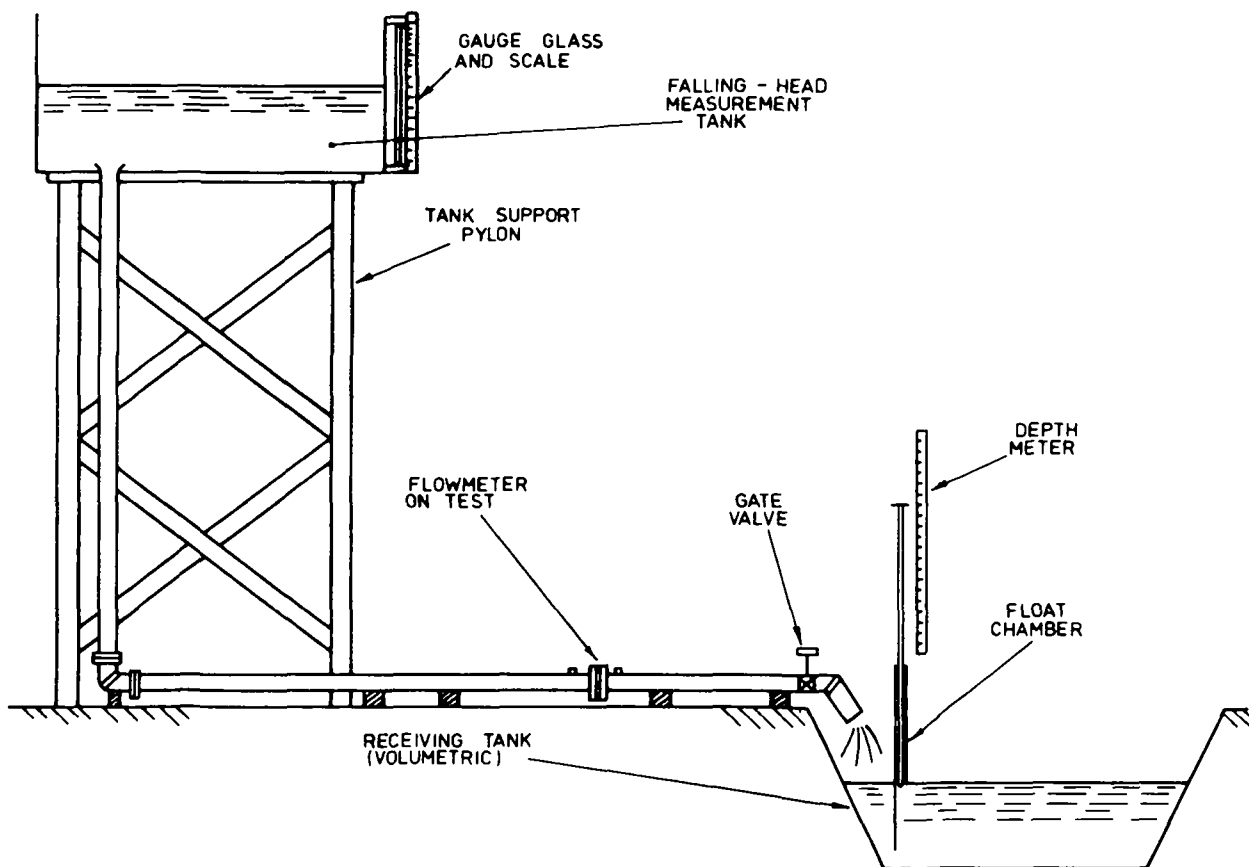


FIG. 6 SCHEMATIC DIAGRAM FOR CALIBRATION SYSTEMS WITH EITHER UPPER OR LOWER VOLUMETRIC MEASURING TANK.



new design approach can be adopted in addition to designs similar in most respects to those adopted for the weighing method. The weighbridge with its collecting tank is situated at the end of the test facility downstream of the device in the test-line: it would be quite impractical at the flowrates being considered here, to weigh all the water to be pumped round the circuit or to position the weighbridge at the upstream end.

It is not difficult however to use the header tank in the system as a volumetric measure by changing it from a constant-head tank to one where the level is allowed to fall once the test measurement is underway.

In its simplest form the height of water in the header tank is recorded continuously or at specified levels against time (Fig. 6, upper left). Since the static head in the system is steadily decreasing as the level falls so the flowrate will be correspondingly decreasing through the flowmeter on test. If the response time of the flowmeter is fast then the effects of these changing conditions will have little effect on the calibration results. With pressure difference devices like orifice plates and nozzles a significant time phase shift can however occur between the moment of passing the level indicator and the readout from the manometer or its equivalent.

Few systems now exist based on this simple form but a number have been built which utilize a control valve at the downstream end of the system. A reference flowrate indicator or even the device on test (though use of this is to be discouraged) can provide a feedback to correct the control valve position so that a constant flowrate through the system is maintained.

When the change of water level between the beginning and end of the test is small, the effect of the change of head on the flowmeter performance will similarly be small. This would be true, for example, if the header tank had a large surface area and was

installed high above the calibration test-line. Such a solution however brings its own problems since the sensitivity of level measurement must then be many times greater. Often also the tank is situated high up external to the building housing the test facility and is subject to day and night temperature variations.

Another upstream solution design which has been adopted recently overcomes the difficulty that the test time with a header tank of the kind described above will be limited to the relatively short period at the maximum flowrate for which steady conditions can be achieved. Instead of a header tank with a downcomer pipeline to the test section a circular cross-section tank is built for the full height, Fig. 7. The volume of water which can be stored is greatly increased and it is structurally more straightforward.

In combination with a programmed control valve which can utilise the falling head in the tank to give a series of three difference phases, a high, a medium and a low flowrate can be sustained for sufficient periods to enable three test points to be obtained for the simple emptying of the tank. It is estimated that an accuracy of  $\pm 0.1$  per cent is being obtained with flowmeters up to 2000mm in diameter and it is planned that 3000mm diameter meters can be tested in this facility.

The more conventional use of volumetric tanks follows the pattern already described for the weighbridge systems in Section 4.1 with one important variation. Instead of weighing the water in the tank its level at the beginning and end of the diversion period can be determined. Previous calibration has been used to relate the water level to the volume in the tank (Fig. 6, lower right). It has the advantage like the static weighbridge system that it can be used to measure different amounts, the time of diversion being measured similarly to the way described earlier. The taller the tank is in relation to its cross-sectional area, the greater will

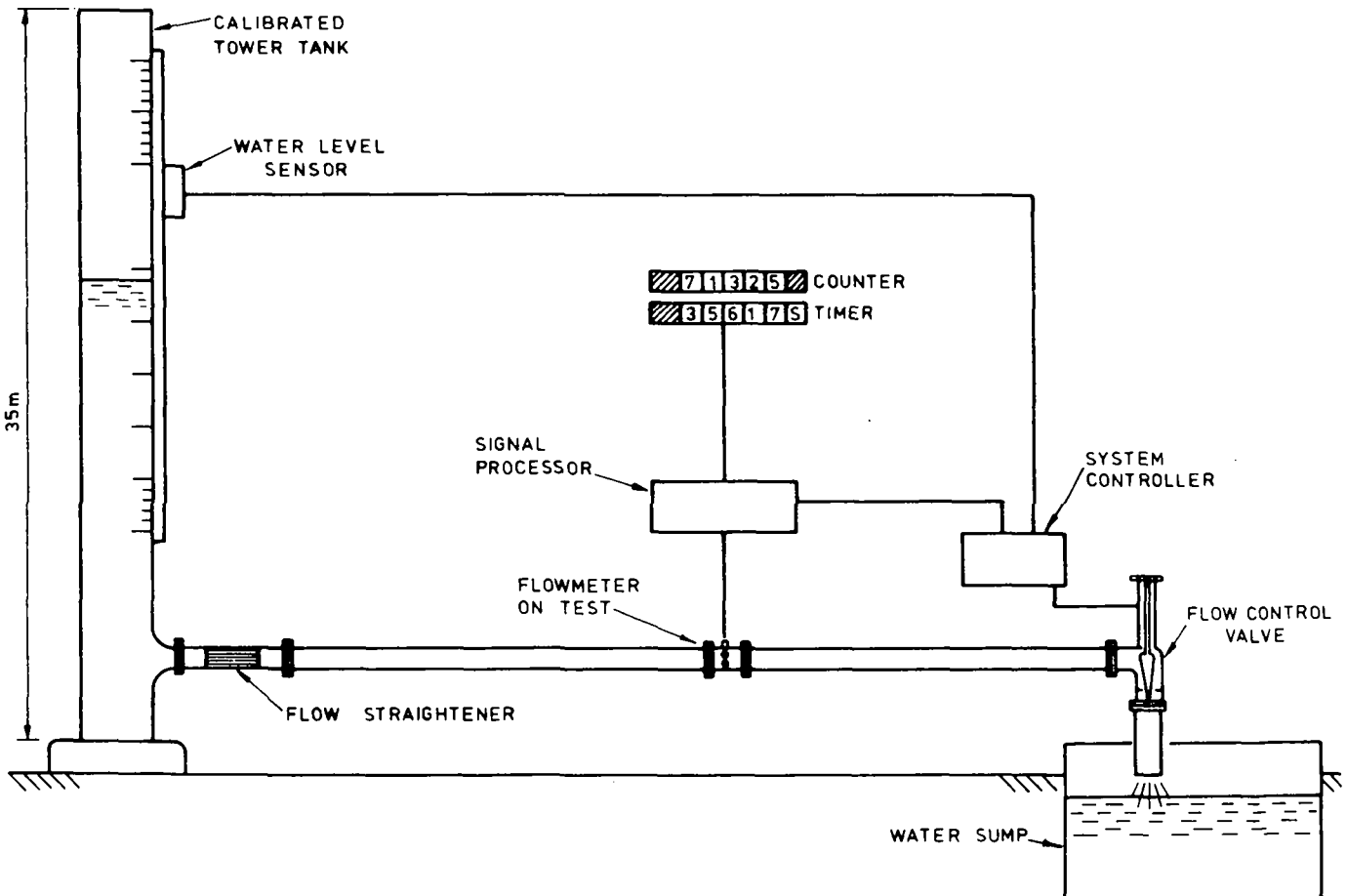


FIG 7 FALLING HEAD CALIBRATOR WITH PROGRAMMED FLOW CONTROL VALVE

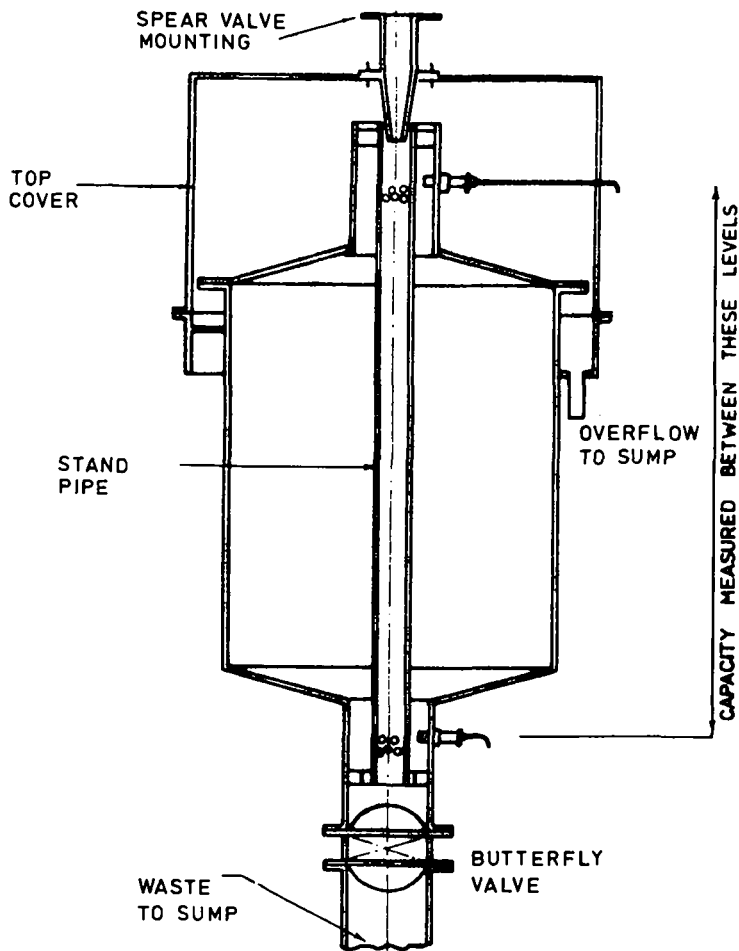


FIG 8 PIPETTE - TYPE VOLUMETRIC FLOW CALIBRATOR

be the potential accuracy of measurement, since level gauges have a limited discrimination and, even with two or three around the tank, taking a reading to better than 1mm is extremely difficult.

Incidentally a disadvantage of volumetric methods compared to weighing is that the former need a longer settling time before measurements can be made. An alternative design of volumetric tank is based on the pipette which has been used for a very long while in legal metrology for accurate determination of small glass measures and in the calibration of the normal volume tanks. This volumetric tank, Fig. 8, has a large cross-sectional area over most of its length but tapers at top and bottom to relatively narrow necks. The change in level in the neck can be one hundred or so times greater than that in the main part of the volumetric tank. As a result the volume difference between scales in the lower and upper necks can be calibrated much more accurately.

The equivalent dynamic use of the volumetric tank is to close a dump valve at the bottom of the tank and measure the time taken for the water to reach specific levels in the lower and upper necks. Various ways have been developed to detect the level (Reference 9). By filling from below the lower neck splashing and aeration are avoided (see Fig. 8 for a variation of the normal design).

By introducing a diverter below the tank which can be rotated from discharging to the sump to directing water into the tank, filling can be started with an empty tank. When the level rises in the upper neck the timer can be stopped as the diverter is switched back. After settling, the volume diverted can be measured before the tank is emptied back into the sump.

An inevitable disadvantage arising from filling from below is that the static head in the system changes

as the level rises so once again leading to a decreasing flowrate over the time of diversion. In addition it is almost impossible to balance the pressure in the pipeline upstream of the diverter before and after switching so that a jump can occur in the flowrate at the moment of switching. While this may not produce any serious errors when quantity meters are being tested, since constancy of flowrate is not so critical, it has a major effect in the calibration of flowrate meters.

#### 4.3 Test rig accuracy and repeatability

ISO 4185 gives guidance on the overall uncertainty which can be expected to be achieved with weighing systems if properly designed, maintained and operated. The various sources of systematic and random uncertainty are enumerated. With considerable care the combination of all the systematic sources of error may be brought to within  $\pm 0,1$  per cent with statistical 95 per cent confidence limits.

It must be remembered however that an estimation of possible systematic bias in any measurement is necessarily only an informed guess. If the amount of bias were known then it should be taken into account and a correction made. Also the estimation will not be positively checked with any greater confidence by repeating the assessment already made though it is certainly always wise to make such checks.

The only methods which can be used to establish extra proof are by carrying out an independent inter-comparison with other laboratory facilities of the same standing or by following a sequence of traceability quite separate from that used previously. A second timing system for instance would have to be incorporated using a different set of principles, an independent weighbridge check and so on. Even then the desirability of an

intercomparison with another facility using a transfer standard remains unanswerable because this is the only effective way of checking the dynamic behaviour of the calibration facility.

All the above checks must be made at a number of different flowrates over the full range of the equipment since it has been found frequently that accuracy, repeatability and reproducibility vary over the range.

Another committee in ISO/TC30 is responsible for drafting general standards on the assessment of the uncertainties in flow measurement in collaboration with experts from the Open-channel Flow Measurement Technical Committee of ISO/TC113. The first of its international standards is ISO 5168<sup>10</sup>.

There is no unique mathematically acceptable way of combining uncertainties arising from systematic and random causes. As stated above intercomparisons with other facilities can provide a better estimate of the combined systematic differences but an extensive study is required to identify and allocate the amounts appropriate to each of the test facilities being compared<sup>11</sup>.

The random uncertainty for a single calibration test point or for the determination of a calibration curve can be calculated from the sets of readings obtained on the individual test facility by repeating the calibration a number of times.

The preferred way to combine these various sources of uncertainty is given in ISO 5168 for single measurements, while a draft international standard dealing with calibration curves is now being processed by the ISO Headquarters in Geneva<sup>12</sup>.

It will be appreciated from the many points referred to above that the achievement of a level of overall uncertainty on flowrate measurement, being a combination of systematic and random sources, of  $\pm 0,1$  per cent has rarely been substantiated to the authors' knowledge in any large calibration or test facility. On the other hand quantity measurements to this and higher levels of say  $\pm 0,05$  per cent are believed to have been achieved, though again care is required.

#### 4.4 Flowmeter calibration accuracy

The assessment of the accuracy of a flowmeter reading is not made solely on the basis of the estimation made in Section 4.3. Two additional factors must be taken into consideration.

The first of these is the repeatability and reproducibility of the flowmeter itself. However good the calibration facility may be, if the readings of the flowmeter on test cannot be made accurately and are not repeatable then these will control the level which can be achieved.

To take an absurd case as an illustration, let it be supposed that the volume of water diverted is  $10\text{m}^3$  and this is measured to within an uncertainty of  $0,005\text{m}^3$ . Suppose however that the register on the readout of the flowmeter on test is in  $0,1\text{m}^3$  so that the readings taken at the beginning and end of the diversion are each to no better than 1/10th cubic metre. Each test point would then at best give a result to within  $\pm 1,4$  per cent  $\{(1^2 + 1^2)^{1/2}\}$  and hundreds of test points would need to be taken if the overall uncertainty were to be statistically reduced to a figure of around  $\pm 0,25$  per cent; and this would apply for every different flowrate to be tested to establish the calibration.

So the uncertainty relating to the flowmeter itself must be added to that of the calibration facility.

The second source of additional uncertainty lies in the use of the flowmeter in its own permanent installation. In Section 3.2 the point was made that large flowmeters may have to be calibrated in test configurations different to those on site. Apart from velocity and turbulence distributions there can be other

factors which may influence the performance of the flowmeter. The temperature of the water flowing when the meter is in use, the pressure, specific density and so on can be measured at site as well as during the laboratory calibration but unless data have been accumulated to predict accurately what effects these may have to well within the uncertainty levels, then additional amounts must be added.

Indeed it is almost certain that the potential  $\pm 0,2$  or  $\pm 0,25$  per cent achieved in the laboratory calibration will be swamped unless all these factors have been taken into account in the calibration, and in the site layout and instrumentation.

## 5. Site calibration

In the last section the hazard of assuming that a laboratory calibration can completely solve the demand for high accuracy of flow measurement has been highlighted. This is an adequate solution if the operational conditions can be faithfully replicated in the laboratory or if the effects of any differences are known precisely. All too often these conditions are not met and indeed these effects become increasingly difficult to predict as the pipe size and flowrate increases.

The alternative is to calibrate the flowmeter after it has been installed. It has to be realised however that this solution is rarely an easy one and can be expected to be expensive. It is not easy because special equipment will need to be brought to the site and installed in the pipeline. Normal use of the pipeline will be interrupted while the tests are arranged and carried out. In addition to these factors the cost is necessarily high because an expert team will be required to make the measurements and the analysis. Nevertheless such a solution can well be worth while if the flowmeter is at a crucial control point or is being used as a custody transfer monitor for charging. Indeed it is the only way by which measurements can be checked in large-scale flowrates of over  $2\text{m}^3/\text{s}$ .

Bossy, Guillaume and Damez<sup>1</sup> have described some of the methods which have been developed for this purpose so that it is only necessary to extend the review of these briefly.

### 5.1 Volumetric methods

First, however, reference must be made to the possibility of using the natural reservoir or artificially created basin installed as part of a water supply scheme. In a pumping scheme, for example, such a basin may be built as a holding pond while clearly reservoirs and holding tanks are a necessary part of the balancing required in the scheme. Whether they are upstream or downstream of the metering station, such volumetric capacities may be used in a similar way to the methods described in Section 4.2.

It has to be remembered that the usual layout is that such reservoirs and basins have a large surface area relative to their depth. Hence, say, a difference in level of 1-2m will represent a very considerable volume of water. Since the difficulties in measuring the mean water level of a large surface area are considerable it is important not to overestimate the confidence in such measurements. Stilling chambers may be used and readings obtained of, say,  $\pm 2\text{mm}$  or better but it is unlikely that they will be near this in absolute terms except under very calm conditions. Indeed even very light winds can cause build-up so that it is essential to use a number of level measuring sites around the basin.

Other factors to be taken into consideration are evaporation, leakage and inflow. In each case careful tests must be carried out to assess the contributions to the overall uncertainty from these causes. Indeed the practicality of ensuring that the flow into or out of the

basin is exclusively the same as that through the metering station has led to difficulties in the use of this method.

A survey of the basin to obtain an accurate measurement of the cross-sectional areas at many different levels over the height through which the water will rise or fall must be carried out. It is certainly not sufficient in the authors' experience to rely on measurements taken from the plans and drawings of the basin and clearly in the case of natural reservoirs the ordnance survey maps are inadequate for this task.

Nevertheless good results may be obtained and the authors are aware of calibrations and investigations<sup>13</sup> which have resulted in a confidence level of  $\pm 1$  to  $1\frac{1}{2}$  per cent being claimed in the accuracy of the results obtained. It would be wise, however, to set the figure at  $\pm 2$  per cent or more if the surface area is large (greater than  $10000\text{m}^2$ ) or the volume/depth ratio is more than 1000.

## 5.2 Tracer methods

Various techniques based on the dilution method have been in use for more than a century. They have been rationalised in national codes and eventually presented in an ISO Standard<sup>14</sup>. Other parts of the same standard cover the transit time technique in which the mean velocity of the flow in the pipeline is determined. All these techniques were originally developed to measure large water flowrates and so are particularly suitable for the field calibration of flowmeters.

In the constant rate injection method a concentrated tracer is injected into the pipeline at a steady rate which is continuously being measured. As the tracer mixes with the water its concentration is reduced by dilution until a point is reached where thorough mixing has taken place. Thereafter the concentration at all points in the cross-section will be the same and samples can be taken.

The flowrate is determined from the equation

$$Q = q \left( \frac{C_1 - C_2}{C_2 - C_0} \right)$$

where  $Q$  is the rate of flow being measured,

$q$  is the rate of flow of the tracer solution,

$C_0$  is the initial concentration of the tracer in the water prior to injection,

$C_1$  is the concentration of the tracer itself when injected, and

$C_2$  is the concentration of the mixture at the sampling station.

A significant advantage is that it is not necessary to know the geometric dimensions of the pipework since the flowrate is measured directly. The long lengths of pipeline in a water supply system are also an advantage. The mixing length can be reduced by any disturbances which promote mixing. Hence injection upstream and sampling downstream of a pumping station can reduce the required length from say 150D to less than 30D.

Under good conditions and by sampling at a number of points in two cross-sections so that adequate mixing can be demonstrated, the overall estimation of the uncertainty on a flow measurement should be within  $\pm 1.5$  per cent. Claims to better than this have been made and substantiated but the more pessimistic figure of  $\pm 5$  per cent given by Bossy et al must relate to a simplified version of the technique.

The constant rate method ensures that a steady condition is achieved which can be checked by the constancy of the samples taken in the central plateau of the injection period. The sudden injection method on the other hand is based on injecting a known amount of

tracer into the stream and integrating the concentration/time distribution obtained at the sampling station. Thus

$$Q = vC_1 \left\{ \int_{t_1}^{t_2} (C_2 - C_0) dt \right\}^{-1}$$

where  $v$  is the injected volume and  $(t_2 - t_1)$  the time from before the injected cloud arrives at the sampling point until after it has passed. It is less frequently used and the probable accuracy is lower than with the more controlled constant rate method.

The third method, which was developed in the USA in the 1920s by Professor Allen, is the transit time method. The variation in the conductivity of the water was detected at two downstream stations when a sudden shot of concentrated brine solution was injected into the pipeline. If the volume  $V$  between the two cross-sections is determined and the times for the peak variation of the brine are recorded then the flowrate

$$Q = \frac{V}{t}$$

The geometric dimensions of the pipeline have to be accurately measured but the injection and sampling stations can be closer together and individual test runs can be completed quickly since the next injection can be made as soon as the preceding cloud has passed the second sampling point.

Accuracies of  $\pm 1$  to  $\pm 1.5$  per cent are claimed using 5-10 injections for each determination of the flowrate. The assessment of the centroid of the rising and falling trace of the conductivity graph was earlier very subjective but analytical studies have been made to permit determination based on prescribed rules.

Modern developments of all three methods use radioactive tracers which reduce considerably the amount of tracer to be carried to the site and, with sophisticated detection equipment, permit rapid analysis. It would be wise, however, to retain a figure for accuracy of no better than  $\pm 1$  per cent unless very detailed studies are made.

## 5.3 Velocity integration methods

The other main group of methods used for field flow measurements is based on the determination of the local velocity at a number of points in a cross-section whose area has been accurately determined. The integration of these velocities gives the mean velocity in the cross-section which when multiplied by the area  $A$  gives the flowrate; that is

$$Q = A \int v dt.$$

The local velocities can be measured with a number of velocity meters set up at selected positions usually by mounting them on a supporting cross within the pipeline or by traversing the pipeline with one or more meters. The fixed system is more complicated to install but can then characterise the whole of velocity distribution in the pipe at the same instant. Traversing on the other hand can be carried out without dewatering the pipe. With traversing it is necessary, however, to have a separate reading of the total flowrate for each local setting of the traversed meter so that each reading can be corrected for changes in the flowrate over the period of the traverse.

Though laser velocimeters could be used the authors have not seen any published results for pipelines over about 750mm in diameter. Below this size

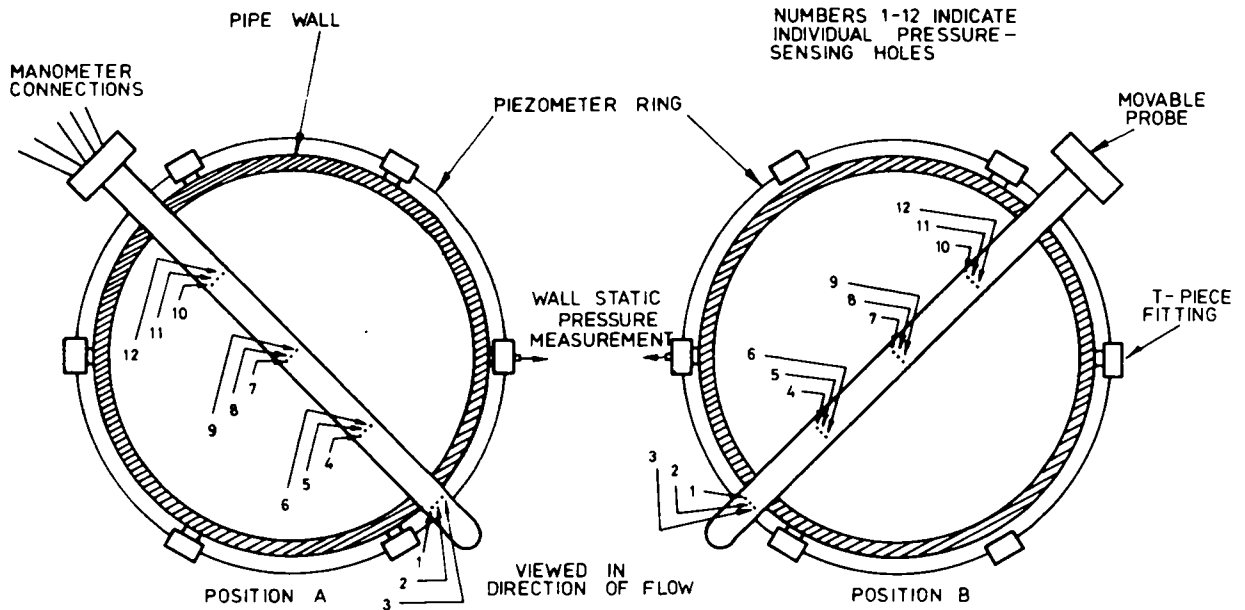


FIG. 9 DIAGRAM OF BEAM-TYPE TRAVERSING PROBE.

reasonably robust equipment which could be set-up in the field could be expected to give results as accurate as with the more conventional velocity meters. Their advantage is that no equipment is required inside the pipeline but bosses with windows must be mounted on the pipe for their external installation.

The various types of velocity probes in common use include pitot tubes, currentmeters and insertion meters. Among the latter are small turbine meters and even small electromagnetic sensors while a whole range of pitot tubes has been designed. Figs 9 and 10 illustrate a beam-type traversing probe with multiple sensing positions which result in a diametral survey being completed in a shorter time than with a single set of sensing holes. The standardisation procedures for the

use of pitot tubes and currentmeters are given in References 15 and 16.

These standards draw attention to the need for more complicated integration techniques than described in the early versions where the tangential rule was considered adequate. Either the local velocity measurements can be made at specified locations in the cross-section or the measurements can be made at the tangential rule points or at regular intervals across the diameters and equations used in the computation which take account of the log-linear nature of the velocity profile in a pipeline.

It has been shown<sup>17, 18</sup> that more accurate results are in general obtained when, for the same number of locations, the measurements are made on a larger



FIG 10 BEAM-TYPE TRAVERSING PROBE AS MOUNTED FOR SURVEY OF THROAT OF VENTURIMETER IN 1220 mm PIPELINE

number of diameters. Thus four points on each of six radii regularly disposed round the circumference are found to be more effective than six points on each of four radii.

It is less easy than with the constant rate injection method to make subsidiary studies to assist in the assessment of the overall uncertainty but from an examination of the variation of the individual readings from those which would be obtained in fully-developed flow conditions a judgement can be made. Overall accuracies of  $\pm 1$  to  $\pm 1,5$  per cent can be expected if the conditions specified in the standards are strictly complied with.

## 5.4 Ultrasonic flow measurement

The ultrasonic flowmeter is a modern development following earlier efforts to use the Doppler effect for the measurement of velocities. The frequency of sound waves is increased when they are reflected from a moving object approaching the sound source and the velocity of the object can be deduced. A similar phenomenon occurs when the sound waves are flowing with or against the direction of the fluid through which the waves are travelling. The time and frequency measurements of the 1950s versions were not accurate enough to produce a flowmeter competitive with the conventional ones available at the time. Advances in the past decade in electronic equipment coupled with novel ways of overcoming the triggering and tracking between the transducers have led to a variety of commercial equipment having become available in the past few years.

As a 'conventional' flowmeter, the equipment is based on single-path systems. Many variations are available especially in the smaller pipe sizes. The probable accuracy of the meter is listed by Bossy, Guillaume and Damez<sup>1</sup> in their table.

In the applications described here, when the method is being applied to the calibration of other flowmeters, multipath ultrasonic flowmeters are generally used. Their price may range up to £40 000 so that they do not enter the market for common usage. In the context of very large water flows however such a cost can be justified.

Once a suitable location has been found and bosses installed on the pipeline the ultrasonic transducers and the ancillary equipment can be assembled for a series of

tests and then dismantled and used at other locations. Thus the one composite metering system can be used to calibrate any number of permanently installed flowmeters and to recalibrate them at periodic intervals.

Fig. 11 shows how a multipath system operates. The common selection of the four paths based on the Gaussian principle (like the tangential rule for velocity integration methods) can be refined to take into account the normal velocity distribution in the pipeline. The mean velocity of travel between the transmitting and receiving transducers across the sound path is measured and since this path traverses a chord of the cross-section suitable weighting must be given to the corresponding total circumferential areas involved since otherwise the central high velocity region would be dominant in the assessment.

Accuracies of  $\pm 1$  per cent and upwards have been claimed on the basis of some careful evaluations in laboratory conditions, including studies of the effects of upstream disturbances. It is anticipated that work on an international standard will soon be justified which would prescribe the conditions for such achievements by normal users of this method.

## 5.5 Discussion

Attention has been focussed on these four principal methods of measuring the flowrate and examples given of their application. In the first two the mean velocity or flowrate in the whole pipeline is detected, in the third a number of individual velocity measurements distributed over the cross-section are integrated, while in the fourth, one or more measurements are made of the mean velocities over a line across the cross-section and the overall mean found by using a calibrating factor or weighting equation.

Fundamentally, the first two methods are capable of the greatest confidence since the whole cross-sectional velocity distribution is capable of being assessed. However the other methods have their devoted adherents who may in certain circumstances show that their method has given a more correct answer.

Suffice it is to say here, however, that whenever major field trials of these and other methods, such as the Gibson pressure/time method, have been carried out it has been found that unexpected discrepancies have occurred which leave the authors convinced that the uncertainty estimates do not account for all sources of

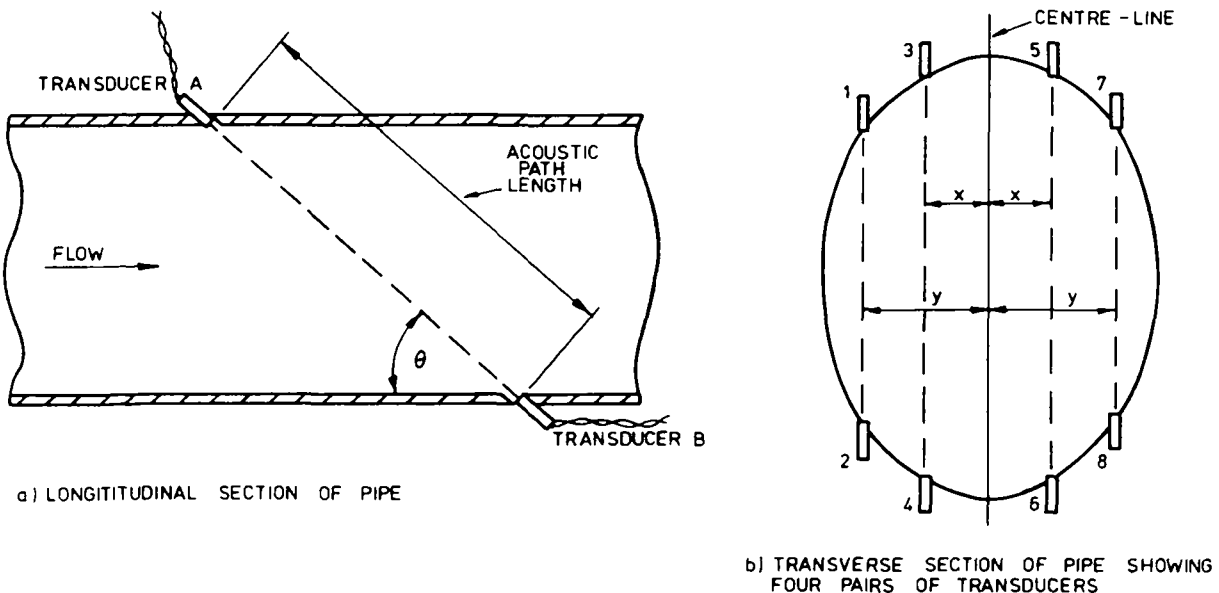


FIG. 11 ORIENTATION OF TRANSDUCERS IN MULTI-PATH ULTRASONIC FLOWMETER.

error. NEL has been involved in a number of such comparative programmes<sup>13, 19</sup> where different well-established methods were used in the same pipeline by teams from other organisations as well as NEL. It is wise to accept claims of better than  $\pm 1$  per cent only after an exacting examination has been made of the data obtained, and to seek more than one traceability linkage for each critical section of the uncertainty analysis.

## 6 Conclusions

Measurements of large flows in the water supply industry are economically important for future planning, proper usage and control and for costing purposes. All too often the recognised need for flow measurement is not accompanied by a full understanding of the results of poor selection of the location and/or the flowmeter. Bad measurements lead to subsequent wrong decisions or to over- or under-charging, so that it is important to ensure that a realistic assessment is made of the level of accuracy required and then that a reasonable estimate is made of the uncertainty in the measured results.

While adherence to the above precepts can lead to confidence in the measurements made at the time the assessment was made, it has to be remembered that this is not a guarantee that the same level of accuracy will continue to be achieved for the subsequent life of the flowmeter barring breakdowns. The internal deterioration of the flowmeter can go undetected or changes be made to the installation for example by increasing the flowrate which will result in the performance of the flowmeter being affected. The authors are aware of instances where no possibility exists for shutting down or re-routing the flow without catastrophic consequences and recommend that such eventual needs be taken into account in the design of metering stations.

It is believed therefore that normal operational levels of accuracy are in all probability of the order of  $\pm 5$  per cent but that this level could be brought to  $\pm 2$  per cent by making optimum use of the commercial flowmeters which are at present available and ensuring that good maintenance is both possible and is carried out.

Higher accuracy levels than this can only be obtained if expensive equipment, substantial time and effort, highly expert staff and frequent checks are available. This depends either on calibration in a laboratory prior to installation, which is generally possible, or on field calibration, or both. Field calibration is in any case necessary for flowrates over  $2\text{m}^3/\text{s}$ .

## Acknowledgement

This paper is presented with the permission of the Director, National Engineering Laboratory, UK Department of Industry. It is British Crown copyright reserved.

## References

1. Bossy, G., Guillaume, J. and Damez, F. The measurement of large flows in closed conduits. IWSA Congress, Paris, 1980.
2. Hutton, S. P. Water metering and water meters. Report No 3. IWSA Congress, Berlin, 1961.
3. Spencer, E. A. Flow standards—past and present. Paper 0-2. IMEKO Symposium on Flow Measurement and Control in Industry, Tokyo, Nov. 1979.
4. International Organisation for Standardisation. The measurement of conductive fluid flow in pipes by means of electromagnetic flowmeters. ISO Technical Report (Doc. 311), Geneva, ISO (due to be published 1980).
5. Japanese Standards Organisation. Method of flow measurement by electromagnetic flowmeters: Japanese Standard JIS Z 8764. Tokyo: Japanese Standards Organisation, 1975.
6. Verein Deutscher Ingenieure. Electromagnetic flow measurement VDI/VDE 2641, November 1978.
7. British Standards Institution. Electromagnetic flowmeters. BS 5792: 1980.
8. International Organisation for Standardisation. DIS 4185. Draft standard method of measurement of liquid flow in closed conduits—weighing method. Geneva: ISO, 1978.
9. Hunter, J. J. A liquid level detector and timer for use with a volumetric calibrating tank. *Instrum, Pract.*, 1961, **15**(1), 49-55.
10. International Organisation for Standardisation. Methods of measurement of fluid flow. Estimation of uncertainty of a flowrate measurement. ISO 5168. Geneva: ISO, 1978.
11. Levie, Mrs S. A., Clay, C. A. E., Miller, R. W., Spencer, E. A. and Upp, L. A study of inter-laboratory comparisons of calibrations of ten orifice plates. In *Dijstelbergen, H. H. and Spencer, E. A. (Eds). Flomeko 78—Flow measurement of fluids.* pp 253-265. Amsterdam: North Holland Publishing Co, 1978.
12. International Organisation for Standardisation. Assessment of uncertainty in calibration and use of flow measurement devices. DP 7066. Geneva: ISO, 1979.
13. Winternitz, F. A. L. Comparative flow measurements at Fätschbach power station. NEL Fluids Report No 92. East Kilbride, Glasgow: National Engineering Laboratory, 1960.
14. International Organisation for Standardisation. Measurement of water flow in closed conduits. ISO 2975. Tracer methods (comprising various parts). Geneva: ISO, 1974-1977.
15. International Organisation for Standardisation. Measurement of clean water flow in closed conduits—velocity area method using currentmeters. ISO 3354. Geneva: ISO, 1975.
16. International Organisation for Standardisation. Measurement of clean water flow in closed conduits—velocity area method using pitot static tubes. ISO 3966. Geneva: ISO, 1977.
17. Kinghorn, F. C. and McHugh, A. An international comparison of integration techniques for traverse methods in flow measurement. *La Houille Blanche*, 1977, (1), 49-58.
18. Salami, L. A. Experimental investigation into errors in the velocity area method of measuring asymmetric flows in circular pipes. *Fluid Flow Measurement in the mid-1970s.* pp 479-500. Edinburgh: HMSO, 1977.
19. Hutton, S. P. and Murdoch, G. B. Comparative flow-measurement tests at Finlarig power station. *Wat. Pwr*, 1962, **14**(10), 391-395; **14**(11), 438-444.

## Méthodes et moyens de contrôle des instruments de mesure

### Introduction

A l'occasion du 5e Congrès de l'Association Internationale d'Eau tenu il y a presque 20 ans, Hutton<sup>2</sup> a établi une synthèse des méthodes de mesure utilisées pour mesurer les débits d'eau Bossy et al<sup>1</sup> ont actualisé cette synthèse en ce qui concerne la mesure des grands débits d'eau en passant en revue les instruments et les techniques très variés qui existent actuellement. Il est évident que l'utilisateur désire disposer de mesures aussi précises que possibles, et ceci avec une assez bonne fiabilité. Ainsi, lors du choix d'un appareil de mesure, il ne faut non seulement prendre en considération sa précision, mais il faut se préoccuper également des travaux d'entretien et des pannes intempestives pouvant créer un certain nombre de problèmes.

La confiance dans la précision de mesure d'un débit ou d'une quantité est donc d'une grande importance. La présente communication a pour objet de décrire les moyens permettant d'établir cette confiance.

### Systemes de mesure

Il est à noter qu'il faut faire une distinction entre les mesures de débit utilisées aux fins de contrôle et les mesures de quantité servant à la facturation de l'eau. Il en résulte des types différents de dispositifs de lecture et l'emploi de techniques différentes pour la vérification des appareils de mesure.

Les techniques de vérification dépendent dans une très large mesure de la grandeur des débits en cause, le seuil de débit au-dessus duquel il n'est plus guère possible d'obtenir de bons résultats en laboratoire pouvant être fixé à environ 2 m<sup>3</sup>/s. Au-delà de cette limite, on procède généralement à des contrôles in situ. Dans les cas où ce contrôle in situ n'est pas praticable, on peut faire, moyennant certaines précautions, des contrôles en laboratoire à des débits plus faibles tout en faisant des extrapolations. Lors de l'application de cette méthode, on se heurte parfois à des difficultés d'ordre pratique du fait de la différence de diamètre entre le système de tuyauterie et l'instrument de mesure.

### Débitmètres électromagnétiques

L'étude de synthèse présentée par Bossy<sup>1</sup> comprend les débitmètres électromagnétiques, qui ont été largement utilisés au cours de ces vingt dernières années. Des normes nationales et une recommandation ISO concernant ce type de compteur ont été publiées. Des recherches sont en cours pour déterminer de façon plus rigoureuse l'influence de perturbations situées en amont.

La communication a trait aux précautions devant être prises lors de l'installation et de l'exploitation des débitmètres électromagnétiques. Il est à souligner que l'étalonnage 'au sec', tout en étant une aide utile, ne peut avoir la même fiabilité que l'étalonnage effectué au moyen d'eau.

Il importe que les conditions d'étalonnage reproduisent de façon aussi fidèle que possible les conditions réelles d'une installation. Il est entièrement possible d'obtenir un certificat d'étalonnage en

laboratoire indiquant que les résultats de l'étalonnage sont précis à  $\pm 0,25\%$  près ou meilleurs. Il faut cependant prévoir des moyens de ré-étalonnage du compteur de temps en temps pour que ce niveau de précision soit maintenu. Si l'on doit avoir recours à la méthode d'extrapolation dans le cas où les débits en exploitation dépassent les limites de la station d'étalonnage, ou si les conditions en amont sont différentes, la précision d'étalonnage peut s'altérer rapidement pour atteindre  $\pm 2\%$  ou davantage.

### Méthodes d'étalonnage des débitmètres

L'étalonnage d'un instrument de mesure sert pour l'établissement de ses caractéristiques métrologiques. Ceci est le cas lorsqu'un fabricant veut évaluer la qualité d'une nouvelle série de débitmètres ou spécialement lorsqu'il veut fournir un certificat d'étalonnage d'un compteur déterminé.

Toutes les méthodes primaires se basent soit sur des techniques de pesage, soit sur des mesures volumétriques, dont les auteurs donnent une description détaillée. On voit sur la Fig. 4 l'une des techniques de pesage équipant le laboratoire des auteurs du présent rapport, et dans lequel l'écoulement provenant d'un réservoir aérien, alimenté par des pompes à partir d'un puisard, se fait par gravité naturelle en passant par le compteur à essayer pour retourner ensuite dans le puisard par l'intermédiaire d'une soupape de commande. Il peut être détourné pendant un laps de temps déterminé au moyen d'un déflecteur dans un réservoir situé sur une bascule, que l'on pèse avant et après la période de déflexion. Par rapport au système statique décrit ci-dessus, la Fig. 5 présente, à titre d'exemple, une technique dynamique selon laquelle le pesage s'effectue au cours du passage de l'eau dans le réservoir.

La première d'une série de normes internationales ISO relatives à des méthodes d'étalonnage a été publiée et traite des techniques de pesage. La rédaction d'une norme consacrée aux méthodes volumétriques est en cours. Dans la gamme étendue de ces dernières méthodes, il est possible d'utiliser un réservoir volumétrique en amont du débitmètre. La Fig. 7 représente un exemple récent d'une installation servant à l'étalonnage des débitmètres électromagnétiques de diamètre allant jusqu'à 2000 mm.

### Etalonnage in situ

L'étalonnage in situ s'impose principalement dans les trois cas suivants:

1° lorsque les conditions d'installation sont différentes des conditions d'essai en laboratoires, ce qui a lieu notamment lorsque des éléments perturbateurs, susceptibles de modifier le régime d'écoulement, se trouvent au voisinage du compteur,

2° lorsque les dimensions du compteur et de la tuyauterie s'opposent à la réalisation de l'essai en



laboratoire, ou encore lorsque les débits sont plus élevés que la capacité de l'installation d'étalonnage. Il existe au monde très peu de méthodes primaires d'étalonnage où il est possible d'obtenir des débits de 1,5 à 2 m<sup>3</sup>/s;

3° lorsqu'il est nécessaire d'étalonner ou de ré-étalonner le débitmètre après son installation. Il ne faut pas perdre de vue que toute détérioration superficielle à l'intérieur de la conduite ou du compteur a une influence sur les caractéristiques métrologiques. De même, toute modification des conditions d'essai, telle que, par exemple, l'augmentation du débit ou l'introduction d'une pièce de jonction en T pour le raccordement d'un nouveau branchement, peut altérer les résultats de l'étalonnage effectué précédemment.

La communication décrit quatre types de techniques d'étalonnage: volumétrique, par traceur, par intégration des vitesses et par ultrasons. Les deux premières consistent à mesurer l'écoulement total passant par la conduite. La méthode par traçage fait l'objet de normes internationales, comme le font aussi la technique d'intégration des vitesses suivant laquelle on mesure la vitesse locale en un certain nombre de points de la section de la conduite en vue de calculer la valeur du débit total par intégration mathématique.

La quatrième technique citée consistant à mesurer une vitesse caractéristique le long d'une corde à travers la section d'une conduite et à combiner un certain nombre de ces mesures pour obtenir le débit total, est

d'origine relativement récente. Les faisceaux de mesure sont normalement au nombre de quatre. La caractéristique servant de base à ce principe est que la vitesse d'un signal ultrasonique transmis avec la vitesse d'écoulement de l'eau s'accroît, tandis que celle d'un signal allant à l'encontre du sens d'écoulement décroît. On voit sur la Fig. 11 la disposition des transducteurs.

Dans de bonnes conditions et aux mains d'opérateurs expérimentés, ces techniques peuvent être mises en oeuvre pour obtenir une précision de  $\pm 1$  à 1,5%.

## Conclusion

Alors que les niveaux opérationnels habituels de précision sont en toute probabilité de l'ordre de  $\pm 5\%$ , les auteurs sont convaincus qu'il est possible d'amener ce niveau à  $\pm 2\%$  grâce à une application optimale des types de débitmètres couramment disponibles sur le marché commercial, tout en s'assurant de leur aptitude à l'entretien et au dépannage. Des niveaux de précision plus élevés ne peuvent être réalisés qu'au prix de matériel onéreux, de temps et d'effort importants, de personnel hautement expérimenté et de contrôles fréquents. Ces niveaux dépendent soit de l'étalonnage en laboratoire antérieurement à l'installation du débitmètre, ce qui est en général possible, soit d'un étalonnage in situ, soit des deux. L'étalonnage in situ est en tout cas nécessaire pour les débits supérieurs à 2 m<sup>3</sup>/s.

Comité international permanent sur les compteurs d'eau et le  
comptage de l'eau  
International standing committee on water meters and water  
metering

71  
1958 80

---

**Les matières**  
**Contents**

**LIBRARY**  
International Reference Centre  
for Community Water Supply

<b>Partie 1—La mesure des grands débits en conduits fermés</b> (G. Bossy, J. Guillaume, F. Damez, France)	Pages U2-U16
<b>Part 1 —Measurement of high flow in closed pipes</b>	
<b>Résumé en anglais</b> <b>Summary in English</b>	Pages U16-U17
<b>Partie 2—Méthodes et moyens de contrôle des instruments de mesure non-mécaniques</b>	
<b>Part 2 —Methods and means of controlling non-mechanical measuring instruments</b> (E. A. Spencer and R. W. W. Scott, Glasgow, G.B.)	Pages U18-U30
<b>Résumé en français</b> <b>Summary in French</b>	Pages U31-U32

## La mesure des grands débits en conduites fermées Inventaire, comparaison et évolution des diverses techniques pour la mesure des grands débits d'eau (Instruments de mesure mécanique et non mécaniques)

**G. Bossy**—Ingénieur en Chef à la Société des eaux de Marseille

**J. Guillaume**—Directeur Général de la Compagnie des eaux de la Banlieue de Paris

**F. Damez**—Ingénieur à la Compagnie générale des eaux, France

### 1 Introduction

La mesure d'un débit d'eau dans une conduite est une opération très courante et connue du grand public. De plus en plus, en effet, les branchements d'abonnés raccordés à un réseau public sont munis de compteurs et des dizaines de millions de ces appareils fonctionnent de par le monde. La généralisation du comptage de l'eau fournie aux usagers pour en permettre une facturation précise correspondait à un souci d'éviter un gaspillage par les utilisateurs d'un bien dont le coût de production par la collectivité n'est pas négligeable.

Ce coût augmente de plus en plus par suite de la pollution croissante des ressources naturelles, des exigences accrues des usagers, des progrès de la technologie qui permettent de faire face à l'une et de satisfaire les autres, et par suite également de la raréfaction des ressources face à une demande sans cesse plus importante. Dans ces conditions, il devient encore plus nécessaire de gérer avec économie la production et la distribution de l'eau potable. Il ne suffit plus de lutter contre le gaspillage chez l'utilisateur. Il faut franchir un pas de plus et assurer la meilleure gestion du réseau public. Ceci entraîne la connaissance précise de son fonctionnement et en particulier la mesure des débits en différents points des installations de prélèvement, de traitement et de distribution.

Le comptage de l'eau à stade diffère du comptage de l'eau chez les abonnés: les diamètres de conduites sont plus importants, les débits aussi et les appareils utilisés différents. Alors que les compteurs d'abonnés vont d'un diamètre de 12 mm à 150 mm (ou légèrement plus), les mesures de débit sur les installations publiques concernent des conduites de 200 mm à 2 mètres et plus de diamètre. Les débits en réseau vont de 500 m<sup>3</sup>/heure à plusieurs milliers de m<sup>3</sup>/heure, ou plusieurs dizaines de milliers de m<sup>3</sup>/heure. Enfin, les compteurs d'abonnés utilisent soit un procédé mécanique direct faisant intervenir des chambres volumétriques à parois mobiles, soit l'effet de la vitesse de l'eau sur un organe mobile en rotation. Les appareils de mesure de débit sur des conduites de gros diamètres font appel quelquefois à des mesures de vitesse par des organes mobiles en rotation, mais utilisent beaucoup d'autres principes: dispositifs déprimogènes, électromagnétiques, à ultra-sons, à vortex, à laser, etc. . . C'est donc un domaine dont la technologie est nettement différente de celle des compteurs d'abonnés, moins répandue et moins connue. Cette technologie évolue; de nouveaux procédés se sont développés au cours des dix dernières années, d'autres en sont encore au stade des recherches et de la mise au point.

Le présent rapport a pour objet d'étudier ces appareils de mesures de grands débits en conduites fermées. Le sujet a déjà donné lieu à des études approfondies et nous devons rappeler le rapport

extrêmement complet et détaillé présenté par Monsieur le Professeur S. P. Hutton au congrès de Berlin de l'AIDE en 1961. Ce rapport examinait tous les types de compteurs, ceux d'abonnés comme ceux placés sur les conduites de gros diamètres. Il est intéressant de refaire le point pour ces derniers dix neuf ans après et l'on constate que les appareils qui étaient expérimentaux à l'époque sont devenus d'un usage presque courant, tandis que de nouveaux principes commencent à être expérimentés.

Mentionnons également le très intéressant rapport de Monsieur A. W. Achten sur les caractéristiques technologiques des compteurs d'eau froide, présenté au congrès de Brighton de l'AIDE en 1974. Ce rapport traitait des compteurs mécaniques de volume ou de vitesse.

La mesure des grands débits, c'est-à-dire ceux d'au moins 500 m<sup>3</sup>/h ou transités par des conduites d'un diamètre supérieur à 200 mm, exclut les appareils de comptage volumétriques rarement utilisés au-delà de diamètres de 100 mm car ils absorbent des charges relativement élevées et ne peuvent sous peine d'usure rapide enregistrer plus de quelques centaines de m<sup>3</sup>/par jour. C'est pourquoi on s'attachera essentiellement aux instruments de mesure de la vitesse.

Les différents principes mis en jeu, la technologie des appareils, leur utilisation, la comparaison des différents modèles seront présentés en essayant de déterminer les conditions d'emploi les mieux adaptées à chacun d'entre eux. Nous terminerons par un examen des perspectives d'avenir qui s'ouvrent dans ce domaine.

### 1.2 Domaines d'application de la mesure des grands débits

Les instruments de mesure des grands débits sont utilisés à plusieurs fins:

- mesure en continu des débits instantanés,
- mesure des débits moyens, horaires et journaliers,
- totalisation des débits.

Leur domaine d'application s'étend:

- d'une part sur les stations de traitement pour:
  - connaître les débits d'eau brute prélevés,
  - asservir l'injection des ractifs au débit à traiter,
  - assurer la conduite des installations,
  - contrôler les débits admis dans les réseaux, soit gravitairement, soit par refoulement,
- d'autre part sur les réseaux de distribution pour:
  - optimiser le fonctionnement des équipements de pompage,
  - connaître le fonctionnement des principaux feeders et des intercommunications,
  - compter les ventes en gros,
  - surveiller le rendement des réseaux, rechercher les fuites,
  - évaluer les extensions futures du réseau.

## 1.3 Principe

Le débit étant le produit d'une vitesse par une section, le problème paraît se simplifier du fait que dans une conduite sous pression la section est parfaitement définie.

En réalité, du fait des phénomènes de frottement du liquide le long des parois, la vitesse n'est pas constante en tous points d'une section perpendiculaire à l'axe de la conduite de sorte qu'il faut faire intervenir les notions de champ de vitesse et de vitesse moyenne.

Par ailleurs, de nombreux facteurs peuvent modifier la répartition du champ des vitesses: rugosité de la paroi, viscosité du liquide, nombre de Reynolds, conditions d'écoulement à l'amont (coudes, tés). On distingue, toutefois, deux types d'appareillage:

L'un qui fournit la vitesse moyenne: appareils à champ total. La vitesse moyenne est obtenue à partir d'une grandeur qui lui est liée, par exemple:

- vitesse de rotation d'une turbine ou d'une hélice,
- pression différentielle provoquée par un étranglement,
- force électromotrice créée par le passage de l'eau dans un champ magnétique,
- vitesse de transmission des ultrasons,
- traçage,

l'autre qui fournit une vitesse quasi ponctuelle: appareils à champ partiel.

Ce type d'instruments parmi lesquels se trouvent des appareils à hélice, à tube de Pitot, électromagnétiques, à Vortex, à rayon laser, nécessite:

- soit la détermination du point où la vitesse est sensiblement égale à la vitesse moyenne au moment de l'étalonnage dans les conditions réelles d'utilisation,
- soit l'exploration du champ de vitesse, procédé qui est également utilisé pour la mesure des débits à écoulement libre.

## 2 Compteurs à hélice

### 2.1 Appareils à champ total:

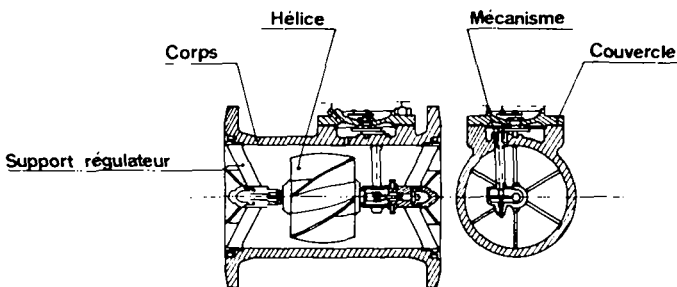


Fig. 1. Compteur à hélice.

#### 2.1.1 Principe

Ces appareils enregistrent la rotation d'une hélice placée dans l'axe de la conduite et entraînée par le liquide à une vitesse proportionnelle au débit.

#### 2.1.2 Description

Dans la gamme des débits à considérer, seuls sont à examiner les débitmètres Woltman à mécanismes amovibles et à hélice horizontale. Le corps de l'appareil comporte un élément de conduite rectiligne dans l'axe duquel est montée une hélice. Celle-ci est supportée aux deux extrémités de son axe par des paliers dont les supports régularisent la direction des filets fluides.

L'hélice, munie de plusieurs pales en forme de vis à filets multiples, actionne un mécanisme comportant une vis sans fin, une roue tangente, un train démultiplicateur et un totalisateur. L'organe de réglage est constitué par une pale orientable montée dans le

croisillon qui précède l'hélice du compteur. Ces appareils peuvent être équipés de têtes émettrices d'impulsion. Dans ce cas, le nombre d'impulsions étant proportionnel au débit, il est possible de retransmettre à distance sur un compteur d'impulsions l'enregistrement du débit et sa totalisation.

#### 2.1.3 Utilisation

Les diamètres de ces appareils s'échelonnent entre 150 et 800 mm et les débits varient selon le diamètre et les conditions de fonctionnement entre 100 et 16000 m<sup>3</sup>/h. Ils fonctionnent dans une gamme de pression fournie par le constructeur, le corps habituellement en fonte pouvant être réalisé en acier pour les hautes pressions jusqu'à 2000 kPa.\* Les pertes de pression provoquées par ce type de compteur sont relativement faibles, par exemple 1,5 kPa\* pour un compteur de 300 mm au débit de 500 m<sup>3</sup>/h et sont indiquées par des abaques (Fig. 2).

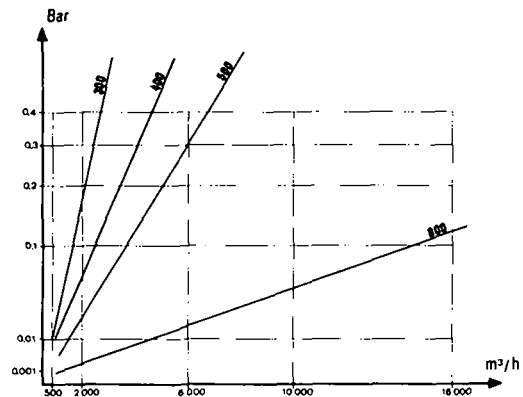


Fig. 2. Pertes de charge provoquées par les compteurs à hélice. Exemple d'abaque.

#### 2.1.3.1 Implantation

Le fonctionnement des compteurs à hélice axiale étant considérablement perturbé par les remous qui peuvent animer la veine d'eau qui les traverse, il doit être aménagé en amont du compteur une portion de conduite rectiligne. La longueur droite en amont peut aller de 12 à 20 fois le diamètre suivant la nature de l'élément perturbateur, mais peut cependant être réduite par l'utilisation d'un stabilisateur d'écoulement. Cet élément ajoute néanmoins une perte de charge supplémentaire. En aval du compteur, il n'est pas nécessaire de prévoir de longueur droite, sauf dans les cas où se trouve une vanne de réglage ou un étranglement qui impose une longueur droite de 5 D.

Afin d'éviter le passage d'air qui risque de fausser la mesure, ces appareils doivent être en un point bas; au besoin dans le cas d'un écoulement libre il faudra relever la conduite aval. Etant donné leur faible encombrement, un regard suffit pour les abriter.

#### 2.1.3.2 Précision

La précision de ces appareils,  $\pm 2\%$  du débit réel est relativement constante. Lorsqu'ils sont utilisés dans une plage de débits comprise entre 30 et 50% du débit maximum donné par le constructeur, la courbe moyenne d'erreur ne se déplace, au cours du temps, que très lentement vers les valeurs négatives. C'est ainsi qu'après trois ans de fonctionnement sur des réseaux d'eau potable, on note une variation inférieure à 0,5% au débit maximum  $Q_{max}$ . Toutefois, il existe un seuil de débit au-dessous duquel la sensibilité et la précision sont moindres.

\* 100 kPa = 1 bar

### 2.1.3.3 Entretien

Les appareils de ce type ne nécessitent pas un entretien important. Une vérification triennale pour des appareils fonctionnant en moyenne au 1/3 du débit maximum est généralement suffisante. Le remplacement du mécanisme peut être réalisé facilement et très rapidement par du personnel non spécialisé. Le bloc de comptage est, en effet, fixé sur une plaque support en fonte qu'il suffit de déboulonner, l'étalonnage étant effectué en atelier.

### 2.1.3.4 Coût

Pour des diamètres compris entre 250 et 500 mm, les coûts varient respectivement entre 5500 et 20000 F.

## 2.2 Appareils à champ partiel: Fig. 3 et 4

### 2.2.1 Principe

Un moulinet placé dans la conduite mesure la vitesse de la veine liquide dans laquelle il se trouve. La connaissance du profil des vitesses dans la conduite est nécessaire pour évaluer le débit.

### 2.2.2 Description

Les appareils reposant sur ce principe ont été développés pour des mesures sur des conduites en pression. Ces dispositifs peuvent être installés soit à poste fixe, soit pour des mesures ponctuelles. Dans le premier cas, le procédé a été mis au point par Neyrpic sur des conduites forcées d'aménagement hydro-électrique. Un moulinet est placé dans la conduite par une tubulure de 200 mm. Un système de sas permet l'introduction de l'appareil sur la conduite en pression. Le moulinet est généralement placé au centre de la conduite car l'écoulement y est plus régulier que sur les bords, mais il importe de mesurer au préalable les vitesses sur un diamètre de manière à déduire la rapport Vitesse moyenne / Vitesse au centre indispensable au calcul du débit. La précision du dispositif est de  $\pm 3$  à  $\pm 5\%$  dans de bonnes conditions. Dans le second cas, le procédé a été développé par la SAFEGE en collaboration avec le laboratoire central d'hydraulique de France. L'appareil comprend:

- une sonde en matière plastique portant à son extrémité une hélice métallique,
- une canne support de sonde constituée par un cylindre en acier inoxydable portant à sa partie supérieure une poulie,
- une manchette de guidage fixée par une bride sur le robinet de prise en charge. Cette manchette porte, à sa partie supérieure, un treuil avec câble permettant l'enfoncement du moulinet dans la conduite.
- un coffret électronique alimenté par batterie 12 v permet d'enregistrer le temps mis par l'hélice pour effectuer 10 tours.

La vitesse de l'eau est inversement proportionnelle à ce temps. Les tours d'hélice sont détectés par le passage des pales devant des capteurs de proximité (détection de la variation du champ magnétique induit).

Cet appareil a été conçu pour être mis en place de façon simple en un point quelconque du réseau de distribution pour y effectuer des mesures de débit pendant un temps limité. Il peut être mis en oeuvre grâce à une prise en charge de 40 mm de diamètre. La précision de la mesure de la vitesse est de  $\pm 1\%$  mais compte-tenu des imprécisions sur la mesure du profil de vitesses et sur la section de la conduite, la précision globale est estimée à  $\pm 5\%$ . Cet appareil a été utilisé par la SAFEGE à de nombreuses reprises pour le calage de modèles mathématiques de réseaux de distribution. Il s'est révélé commode d'emploi et a donné toute

satisfaction sous réserve de respecter quelques précautions.

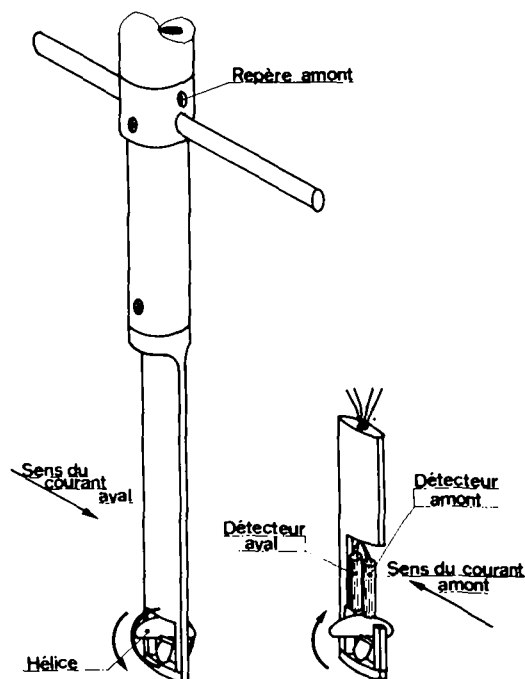


Fig. 3. Sonde de mesure.

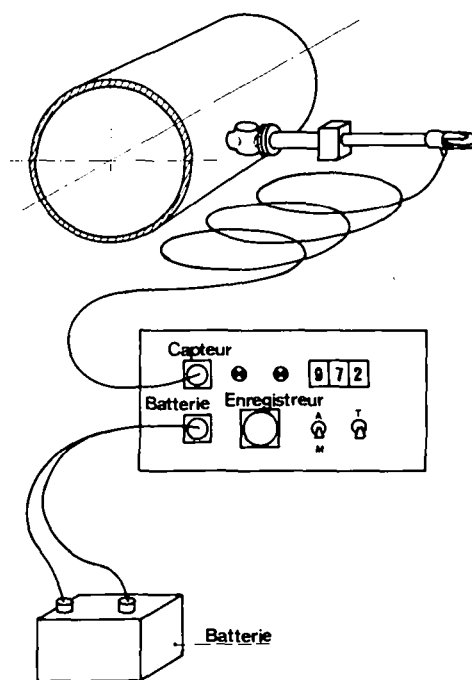


Fig. 4. Appareillage en fonctionnement.

### 2.2.3 Coût

L'appareil est commercialisé sous deux versions dont les prix sont les suivants:

- Instrument avec coffret de lecture directe de la vitesse: 27000 F.
- Instrument avec coffret comportant l'enregistrement graphique de la mesure: 31000 F.

## 3 Appareils à pression différentielle

### 3.1 Appareils à champ total

Font partie de ce groupe:

- Diaphragme: plaque mince percée d'un orifice circulaire appelé col (Fig. 5),

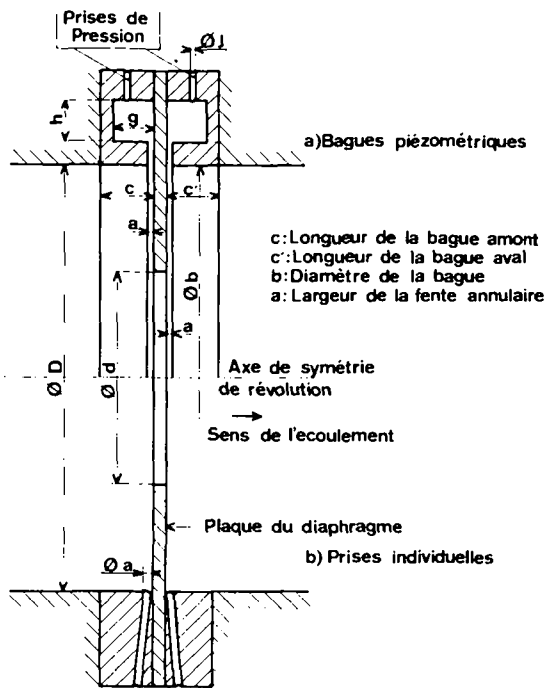


Fig. 5. Diaphragme.

- Tuyère: convergent terminé par une partie cylindrique, dite col (Fig. 6),
- Tube de Venturi: convergent suivi d'une partie cylindrique (le col) et d'un divergent (Fig. 7)

### 3.1.1 Principe

Si l'on place l'un de ces appareils sur une tuyauterie, la différence de pression statique  $\Delta p$  entre l'amont et l'aval de l'appareil ou entre l'amont et le col permet de déduire la valeur du débit  $Q_m$  passant dans la tuyauterie si l'on connaît les dimensions géométriques de l'appareil et les circonstances de son emploi (nature du fluide\*, sa température, sa pression, sa viscosité, la position de l'appareil, etc).

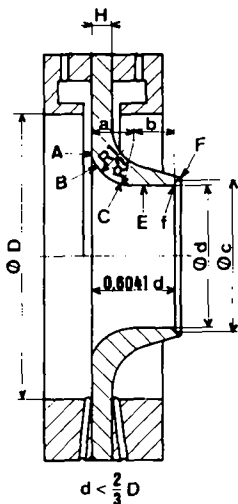


Fig. 6. Tuyère ISA 1932.

### 3.1.2 Description

Ces trois types d'appareils ont fait l'objet de normes qui permettent de les utiliser avec une grande sécurité dans la mesure du débit qu'ils indiquent.

Les normes ISO R 541—R 781 et AFNOR NF X 10-102, 10-104, 10-105 précisent notamment:

- les caractéristiques de construction,
- les conditions d'utilisation et d'implantation,

\* de l'eau dans notre cas.

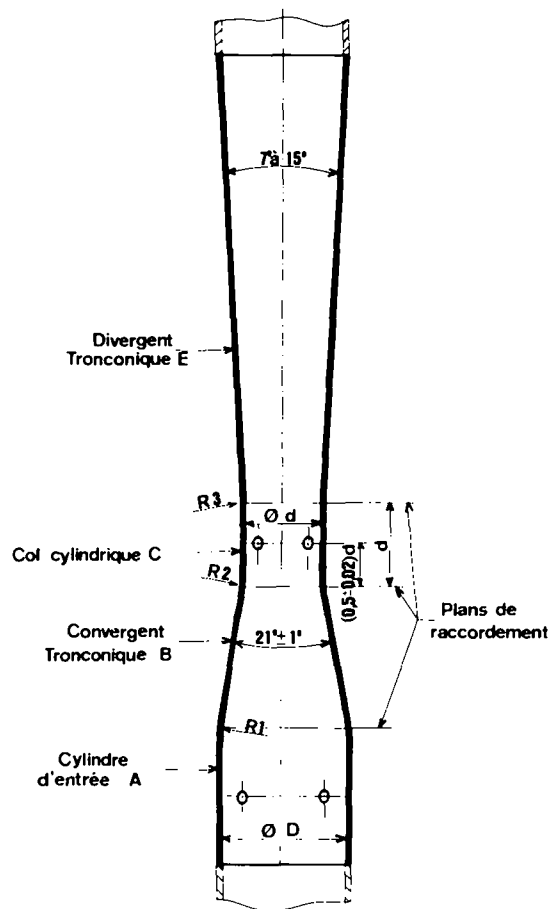


Fig. 7. Profil du tube de Venturi classique.

- la relation entre  $\Delta p$  et  $Q_m$  (débit massique),
- le calcul de l'erreur sur  $Q_m$ ,
- la perte de pression  $\Delta p'$  non récupérable au passage de l'appareil.

Laissant de côté les éléments sous la responsabilité du constructeur, notons les points qui intéressent l'utilisateur:

*Les types d'appareils distingués par la Norme:*

- 3 types de diaphragmes selon que les prises de pression sont: dans les angles, vena contracta, à la bride,
- 2 types de tuyères: tuyère ISA 1932 normalisée et tuyère à long rayon, cette dernière ne pouvant être utilisée que pour  $D \leq 0,200$  m, ne sera pas envisagée dans ce qui suit.
- Les tubes de Venturi classiques\* pour lesquels la partie convergente est tronconique,
- Les Venturi-tuyères si la partie convergente est une tuyère ISA 1932.

### 3.1.3 Utilisation

Pour chaque type d'appareil  $D$ , le diamètre de la conduite et  $\beta = \frac{d}{D}$  rapport des diamètres du col et de la conduite doivent appartenir à une fourchette précise. Ainsi pour les conduites supérieures à 200 mm, seules envisagées, on doit avoir:

- $D \leq 1$  m pour un diaphragme à prise de pression dans les angles,
- $D \leq 0,760$  m pour un diaphragme à prise de pression vena contracta ou à la bride,
- $D \leq 0,500$  m pour une tuyère ISA 1932,
- $D \leq 0,800$  m ou  $D \leq 1,200$  m pour les tubes de Venturi selon leur mode de réalisation.

\*Venturi sans précision, dans la suite du texte.

Le nombre Reynolds de l'écoulement dans les conditions Amont,  $R_{ED} = \frac{VD}{\nu}$  (voir cidessous), doit être compris entre des bornes supérieures et inférieures, fonctions de  $\beta$  et de  $D$ . Cette condition fait qu'un appareil donné ne fournit une mesure avec la précision indiquée dans les normes que dans une plage de débit calculée à partir des valeurs limites de  $R_{ED}$ .

Le fluide doit être homogène et ne comporter qu'une phase.

Le débit de l'écoulement doit être constant ou ne varier que lentement en fonction du temps. Cependant, la norme précise les conditions d'utilisation en cas de régime pulsatoire et donne des indications sur les appareillages d'amortissement des pulsations à mettre en oeuvre.

La conduite doit être pleine.

Il ne doit pas y avoir cavitation au niveau du col.

#### Relation entre $Q_m$ et $\Delta p$ :

$Q_m = \frac{\alpha \pi}{4} d^2 \sqrt{2 \Delta p e}$  pour les fluides incompressibles, avec:

- $Q_m$  = débit masse en kg/s,
  - $\Delta p$  = pression différentielle en pascals\*;
  - $e$  = masse volumique du fluide, fonction de la température et de la pression, en  $kg/m^3$ ,
  - $d$  = diamètre du col en m,
  - $\alpha$  = coefficient de débit précisé par les normes.
- $\alpha$  est en général fonction:
- du nombre de Reynolds dans la partie amont:

$$R_{ED} = \frac{VD}{\nu}$$

- avec:  $V$  = vitesse moyenne de l'eau à l'amont de l'appareil en m/s,
- $D$  = diamètre de la conduite en m,
- $\nu$  = viscosité du fluide à l'amont en  $m^2/s$ , fonction de la température et de la pression.

— du rapport  $\beta = \frac{d}{D}$

— de la rugosité de la conduite  $k/D$  ( $k$  = rugosité absolue de la conduite en m).

Notons que  $\alpha$  est, à travers  $\bar{V}$ , une fonction de  $Q_m$  et que la relation entre  $Q_m$  et  $\Delta p$  est donc de la forme:

$$Q_m = f(Q_m) \sqrt{2 \Delta p} \quad (1)$$

Par suite, pour un appareil donné, la détermination de  $Q_m$  à partir de  $\Delta p$  ne peut se faire que par une résolution par itération de l'équation (1).

#### Perte de pression non récupérable $\Delta p$ :

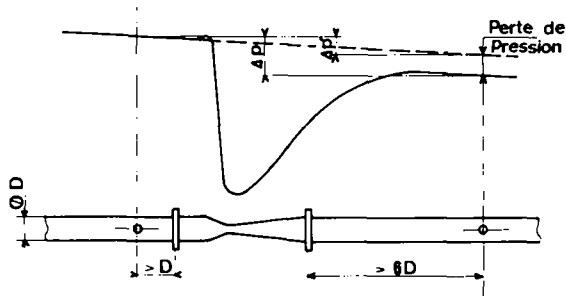


Fig. 8. Perte de pression dans un tube de Venturi classique.

pour les diaphragmes et les tuyères ISA 1932:

$$\Delta p' = \frac{1 - \alpha p^2}{1 + \alpha p^2} \Delta p$$

\*10<sup>5</sup> pascals = 1 bar.

en pratique  $\Delta p'$  vaut entre 0,8 et 0,9  $\Delta p$ .

pour les Venturi classiques, la pression non récupérable est de l'ordre de 5 à 15% de  $\Delta p$ .

Cette perte de pression peut être un élément de choix dans les cas où une pression minimum risque de ne pas être assurée à l'aval de l'appareil. Pour les débits importants, il faut également tenir compte de cette perte de pression non récupérable, source de déperdition énergétique. Ainsi, pour une usine refoulant dans un réservoir à un débit de 4000 m<sup>3</sup>/h pendant 4000 heures par an, pour des appareils de  $\Delta p = 5$  m,  $\Delta p'$  vaut environ 0,5 m pour un Venturi et 4,5 m pour un autre dispositif. Avec les rendements habituels des pompes, cela représente un supplément de 320000 kWh/an entre l'utilisation d'un Venturi et celle d'un autre appareil, soit environ 70000 F/an dans les conditions françaises.

#### Appareils de mesure de la pression:

La mesure de pression différentielle produite est faite:

- soit par des appareils à lecture directe: les manomètres différentiels,
- soit par des appareils à lecture indirecte qui délivrent un signal mécanique, pneumatique ou électrique.

Ces appareils fournissent soit un signal proportionnel à  $\Delta p$ , puis le débit se calcule à partir de la formule indiquée cidessus, soit un signal directement proportionnel au débit. Dans ce dernier cas, pour les appareils mécaniques, c'est une came qui fait la transformation entre  $\Delta p$  et  $Q$  et pour les appareils électriques un module analogique d'extraction de racine carrée est généralement utilisé. La réalisation d'une simple extraction de la racine carrée de  $\Delta p$  fait que l'appareil associé au déprimogène introduit une erreur systématique sur les débits autres que le débit nominal. En effet, pour des conditions de température et de pression données, on a la relation:

$$Q = f(Q) \sqrt{\Delta p} \quad (2)$$

Pour le débit nominal  $Q_0$  de l'appareil associé, on a:  $Q_0 = f(Q_0) \sqrt{\Delta p_0}$ , mais pour un autre débit  $Q$  entraînant une pression différentielle  $\Delta p$ , l'appareil associé va indiquer un débit à  $Q'$ , tel que:

$$Q' = f(Q_0) \sqrt{\Delta p} = f(Q') \sqrt{\Delta p}$$

Si l'on ne veut pas commettre cette erreur, il faut pour un appareil donné calculer point par point, par itération à partir de la formule (2), la courbe  $Q \times g(\Delta p)$ , puis soit utiliser un module analogique qui réalise la transformation entre  $\Delta p$  et  $g(\Delta p)$ , soit digitaliser le signal proportionnel à  $\Delta p$ , et fournir la valeur digitale à un calculateur ayant en mémoire les points de la courbe  $Q = g(\Delta p)$  et qui calculera la valeur exacte du débit.

#### 3.1.3.1 Implantation

L'appareil doit être installé entre deux longueurs droites de tuyauterie cylindrique de section constante ( $D$ ). Ces longueurs dépendent des obstacles (coudes, vannes, soupapes, étranglements...) et du rapport  $\beta = d/D$  entre le diamètre du col et le diamètre de la conduite.

Les longueurs amont vont de 0,5  $D^*$  à 12  $D$  pour un tube de Venturi et de 10  $D$  à 44  $D$  pour les autres types. Les longueurs aval sont de 4  $D$  pour un Venturi et varient entre 4  $D$  et 8  $D$  pour les autres appareils. Ces longueurs peuvent être réduites à des valeurs précisées dans les Normes mais alors, une erreur de  $\pm 0,5\%$  doit être imputée à la mesure du débit du fait du non respect des valeurs limites supérieures. Le respect de ces normes d'implantation est l'une des difficultés imposées pour l'utilisation des appareils envisagés.

\*0,5  $D$  pour  $\beta = 0,30$ .

### 3.1.3.2 Précision

Nous avons supposé que la température et la pression étaient constantes. Ces deux grandeurs interviennent dans la relation entre  $Q$  et  $\Delta p$  à travers le nombre de Reynolds pour lequel la viscosité  $\nu$  dépend de la température et de la pression, et à travers la masse volumique  $e$  fonction également de la température et de la pression.

Dans le cas de l'eau des installations de production et de distribution d'eau potable, on peut considérer que les pressions se situent le plus généralement entre 100 kPa et 2000 kPa\* et les pressions se situent le plus généralement entre 100 kPa et 2000 kPa\* et les températures entre 0°C (légèrement supérieures bien sûr) et 40°C. Pour ces gammes de températures et de pressions  $\nu$  et  $e$  ont les valeurs indiquées dans les tableaux ci-après:

Températures en °C	Pressions en 100 kPa		Températures en °C	Pressions en 100 kPa*				
	1	20		1	5	10	15	20
0	1,79	1,78	0	999,8	1000,0	1000,3	1000,5	1000,8
10	1,31	1,30						
20	1,01	1,00	20	998,4	998,5	998,8	999,0	999,2
30	0,804	0,804						
40	0,658	0,658	40	992,3	992,5	992,7	993,0	993,1
Viscosité $\nu$ en $m^2/s \times 10^{-6}$			Masse volumique $e$ en $kg/m^3$					

Le plus souvent, un appareil donne des variations de pression inférieures à 300 kPa. On peut considérer alors qu'il n'y a pas de correction de pression à apporter à la mesure du débit indiqué par l'appareil associé.

Les variations de température peuvent atteindre l'ordre de 30°C (différence de température entre l'été et l'hiver d'une eau superficielle par exemple). De telles variations peuvent entraîner des erreurs sur les débits allant jusqu'à 2% si l'appareil associé ne tient pas compte des écarts de température.

Dans les conditions d'utilisation normales, ce type d'appareil fournit une précision de l'ordre de  $\pm 2\%$  du débit mesuré; néanmoins, celle-ci peut être nettement moins bonne si l'on s'écarte de sa plage habituelle de fonctionnement.

### 3.1.3.3 Entretien

Au cours du temps, l'appareillage installé sur une conduite peut évaluer. Ainsi des encrassements peuvent réduire  $D$  ou rendre non circulaire la conduite. Pour un diaphragme,  $d$  peut être modifié par corrosion ou usure. Des purges sont prévues pour éliminer des dépôts, mais des incrustations peuvent rester en place. Par ailleurs, la mesure est sensible à la rugosité de la conduite qui elle-même peut se modifier. Le contrôle de la pérennité du tarage est donc indispensable. De l'air peut s'accumuler dans certaines zones de l'appareil en place ou à la génératrice supérieure des longueurs droites des conduits qui l'encadrent. Dans ces conditions, la mesure est faussée. Il faut donc prévoir des purges d'air qui doivent être manipulées régulièrement à une fréquence dépendant des risques de formation de poches d'air.

### 3.1.3.4 Coût

Le prix d'installation des appareils est fonction du diamètre de la conduite et des conditions d'implantation. L'organe de mesure de la pression, adaptable aux différents systèmes déprimogènes vaut environ 20000 F, mais le coût de l'ensemble de mesure est très variable selon la chaîne choisie. A titre d'information, pour une conduite de 600 mm de diamètre, les coûts peuvent s'échelonner entre 25000 F pour un diaphragme et 45000 F pour un tube de Venturi.

\*100 kPa = 1 bar.

## 3.2 Appareils à champ partiel

Les instruments de ce type sont les tubes de Pitot ou de Pitot-Venturi.

### 3.2.1 Principe

La vitesse d'écoulement est proportionnelle à la racine carrée de la pression dynamique, la pression dynamique étant la différence entre la pression totale et la pression statique.

### 3.2.2 Description

Ces appareils comportent:

- une tête de mesure en acier inoxydable munie de raccords pour les tuyauteries de liaison,
- une canne tubulaire sur laquelle est fixée la tête,
- deux tuyauteries internes fixées aux raccords de la tête avec chacune à leur extrémité un robinet à 3 voies raccordable à un manomètre.

Pour l'utilisation en conduite sous pression, un guide support équipé d'une bride de 150 mm de diamètre assure la fixation et le guidage du tube de Pitot. Un vérin spécialement adapté facilite la manoeuvre d'enforcement et de retrait de l'instrument.

### 3.2.3 Utilisation

La plage de mesure de vitesses de ces instruments est généralement comprise entre 1 et 5 m/s. Leur précision qui est de l'ordre de  $\pm 3\%$  diminue du fait de leur mauvaise orientation par rapport au sens du courant et des perturbations causées à l'entrée de la branche horizontale. Ces appareils sont assez rarement utilisés par les distributeurs d'eau, et il apparaît que certains constructeurs ont abandonné leur fabrication.

## 4 Débitmètres électromagnétiques

Les appareils de cette famille se répartissent en deux catégories selon qu'ils mesurent la vitesse moyenne dans la totalité de la section ou la vitesse en un point de la section de la conduite.

### Principe

C'est une application de la loi de Faraday. Tout conducteur se déplaçant dans un champ électromagnétique engendre un courant dont la tension est proportionnelle à la vitesse du conducteur.

## 4.1 Appareils à champ total

### 4.1.1 Description

- Le champ  $B$  est créé dans un plan perpendiculaire à l'axe de l'écoulement,
- Le conducteur est le liquide se déplaçant à la vitesse  $V$ ,
- La tension  $E$  est collectée par deux électrodes diamétralement opposées (à une distance  $D$ ) disposées selon un axe perpendiculaire à la fois à la direction de l'écoulement (axe de l'écoulement) et aux lignes de champ.

La tension mesurée est alors égale à:  $E = B.D.V.$ , soit

$$V = \frac{1}{BD} \times E$$

Dans les réalisations technologiques, le champ  $B$  et la distance  $D$  des électrodes sont maintenus constants et la vitesse est en principe directement proportionnelle à la tension mesurée.

### Champ inducteur

Le champ inducteur est engendré par des bobines parcourues en général par un courant alternatif. Le



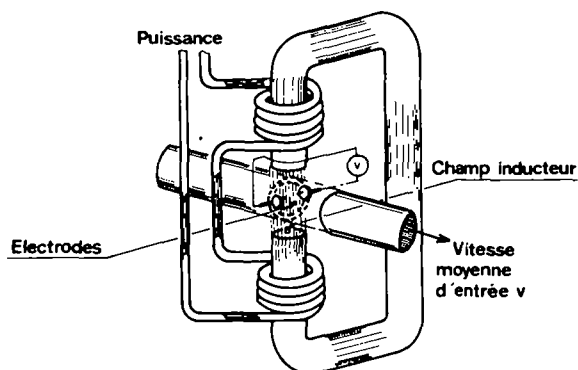


Fig. 9. Débitmètre électromagnétique à champ total.

choix d'un courant alternatif permet d'obtenir aux électrodes une tension alternative qui limite les phénomènes de polarisation. Il est primordial que le champ magnétique soit uniforme sur toute la section de l'écoulement sous peine de fausser la mesure. En pratique, cette condition est d'autant mieux réalisée que le liquide est moins chargé en particules susceptibles d'avoir des propriétés magnétiques. On conçoit également que pour que le champ inducteur reste constant durant la mesure, il faut que le courant qui l'alimente présente les meilleures caractéristiques possibles de stabilité en intensité, en tension et en fréquence.

Pour l'instant, les débitmètres électromagnétiques les plus courants sont des modèles à excitation sinusoïdale des inducteurs. Les constructeurs commencent cependant à proposer une nouvelle gamme de débitmètres à excitation impulsionnelle mieux protégés contre les perturbations du courant inducteur et donc plus précis.

#### Sensibilité du courant induit aux turbulences dans le fluide

Comme la répartition des vitesses n'est pas uniforme dans toute la section, les tensions induites sont inégales, en général plus fortes au centre qu'à proximité des parois. La tension mesurée aux bornes de deux électrodes diamétralement opposées est diminuée par l'action des courants circulaires qui s'écoulent de la partie centrale vers les zones périphériques. Il y a donc compensation des zones à forte vitesse et à force électromotrice élevée par les zones où la vitesse et la force électromotrice sont faibles. Ce phénomène permet d'obtenir une valeur moyenne de la vitesse qui est peu affectée par les turbulences de l'écoulement:

- si le régime de vitesse reste symétrique par rapport à l'axe de l'écoulement, la compensation est totale,
- si les turbulences sont plus hétérogènes, les constructeurs mettent en œuvre des moyens de compensation supplémentaires qui permettent d'améliorer la précision. Sauf dans les cas les plus difficiles, des longueurs droites de 5 D amont et 3 D aval (un divergent d'angle inférieur à 7° étant considéré comme longueur droite) suffisent à garantir une précision de 2% relative.

Compte-tenu de ces éléments, on peut considérer que le débitmètre électromagnétique à champ total est, pour l'instant, un des types de débitmètre le moins sensible aux turbulences sur le marché de la mesure des gros débits.

#### Intensité du signal

Le signal mesuré est, pour un diamètre et un flux de champ donné, d'autant plus faible que la vitesse est basse. Pour les débitmètres les plus courants sur le marché, on peut considérer que la zone optimale d'utilisation se situe dans la gamme de vitesse 1 m/s à 10

m/s. L'emploi de débitmètres électromagnétiques à des vitesses plus basses doit être étudié avec soin et la solution la meilleure consiste souvent à choisir un débitmètre de section plus faible que celle de la conduite. Ce retrécissement introduit des pertes de charge non négligeables dont il convient de tenir compte car elles peuvent dépasser celles qui seraient occasionnées par un appareil déprimogène ayant le diamètre de la conduite.

#### Équipement

Compte-tenu de leur principe, les débitmètres électromagnétiques, bien que constitués de deux parties: création du signal de mesure et traitement électronique de ce signal, sont livrés avec leurs parties électriques et électroniques. Le signal de sortie dépend des types. Il est:

- soit analogique (4-20 mA) avec une impédance inférieure à 650Ω,
- soit en fréquence (10 Hz maximum, 24 V, largeur 50 millisecondes, impédance de charge supérieure à 100Ω). Dans ce cas, les risques de perturbation et de dérive sont beaucoup plus faibles.

La consommation électrique est variable suivant le type de débitmètre et son diamètre. La puissance peut être de l'ordre de 1 kW pour les modèles les plus courants. Les débitmètres électromagnétiques font l'objet à l'I.S.O. d'un rapport technique Doc 311 Genève.

#### 4.1.2. Utilisation

##### 4.1.2.1. Gamme de fabrication

Plus le diamètre est important, plus le matériel nécessaire à la production du champ magnétique inducteur est volumineux et coûteux. Les constructeurs proposent en série normale des débitmètres jusqu'au diamètre de 500 mm environ. Au-delà, des réalisations existent jusqu'au diamètre de 2000mm, mais en nombre limité, et elles sortent de la gamme de la série courante.

La gamme de débit correspondante est la suivante:

Diamètre	Q mini - m <sup>3</sup> /h	Q maxi - m <sup>3</sup> /h
250	200	2000
500	700	7000

Elle correspond à une plage de vitesses de 1 à 10 m/s.

En série normale, la pression maximale d'utilisation est de 1600 kPa\* jusqu'au diamètre 250 mm et 1000 kPa au-delà.

##### 4.1.2.2. Implantation

Les précisions de ± 2% annoncées par les constructeurs peuvent être maintenues quelles que soient les turbulences si le débitmètre est monté avec des longueurs droites de 5 D à l'amont et 3 D à l'aval.

On constate, par expérience, que les débitmètres électromagnétiques à champ total supportent bien des turbulences importantes tant que la vitesse d'écoulement reste forte: de l'ordre de quelques mètres par seconde. Dans ce cas, les contraintes d'implantation sont pratiquement nulles. Compte-tenu de leurs faibles sujétions d'implantation, il est rarement nécessaire de les installer dans des chambres spécialement construites. Leur emploi est particulièrement intéressant au refoulement des groupes élevatoires où, par suite des fortes vitesses, ils fournissent une mesure précise en dépit des turbulences de l'écoulement.

##### 4.1.2.3. Précision

Dans les conditions les plus courantes rencontrées

\* 100 kPa = 1 bar

dans des installations d'eau pour la mesure de gros débits, les risques de perte de précision commencent à devenir notables quand la vitesse descend en-dessous de 1 m/s et, sauf adaptation spéciale, importants pour des vitesses de l'ordre de 0,5 m/s.

Les débitmètres électromagnétiques peuvent être regroupés en deux classes quant à la précision de mesure:

- une première classe qui correspond à une utilisation de comptage non commercial, constituée par les appareils à excitation sinusoïdale: la précision est de  $\pm 2\%$  de la pleine échelle.
- une seconde classe plus précise, surtout aux faibles vitesses, pour un comptage commercial ou une régulation, réalisée au moyen d'appareils à excitation impulsionnelle:
- précision de  $\pm 2\%$  du débit mesuré pour une vitesse comprise entre 15% et 100% de la valeur maximale d'utilisation affichée par le constructeur,
- précision de  $\pm 5\%$  du débit pour une vitesse comprise entre la valeur minimale d'utilisation donnée par le constructeur et 15% de la valeur maximale d'utilisation (faibles vitesses).

On constate donc que l'étendue de débit où la précision reste très bonne n'est, dans le meilleur des cas, que dans un rapport de 1 à 7. Compte-tenu de ces éléments, on peut considérer que les conditions optimales de fonctionnement des débitmètres électromagnétiques de grand diamètre correspondent à la mesure de débits relativement stables à forte vitesse, comme par exemple au refoulement de pompes élévatoires.

#### Influence de la nature du fluide

- Conductivité:  
Dans le cas de l'eau où la conductivité est en général supérieure à 200 microsiemens par cm, on peut considérer que ce paramètre est sans influence sur la précision de la mesure. En effet, les modèles les plus courants ont une limite inférieure de conductivité largement plus faible de l'ordre de la dizaine de  $\mu\text{S}/\text{cm}$ .

- Liquides chargés:  
La présence de particules peut entraîner des pertes de précision quand elle se traduit par des hétérogénéités des propriétés magnétiques du fluide. S'il n'y a aucun problème sur l'eau potable, il peut, par contre, en exister dans le cas d'eaux brutes contenant des particules en suspension. Des essais préliminaires sont alors souhaitables.

#### 4.1.2.4. Entretien

La plupart des débitmètres électromagnétiques sur le marché sont équipés de manchettes revêtues avec des matériaux fluorés comme le téflon, ce qui assure une excellente tenue à la corrosion. Il en est de même pour les électrodes qui sont en général en hastelloy ou en matériau similaire.

A la longue, des dépôts se forment sur les électrodes, ce qui entraîne une dérive de la mesure. Les constructeurs proposent différents systèmes de nettoyage périodique mécanique ou par ultra-sons. Dans la plupart des cas rencontrés sur l'eau potable, l'emploi de ces dispositifs est rarement indispensable. Il suffit de choisir des modèles équipés d'électrodes démontables. Tant que la dérive demeure faible, elle peut être compensée par réglage du zéro.

Le réétalonnage possible in situ ne comporte qu'un réglage de zéro. Sa précision et son mode opératoire, manuel ou automatique, dépendent des types de débitmètres. Cette opération doit être effectuée tous les six mois environ à l'occasion des visites de contrôle. Il faut compter de l'ordre d'une heure de travail pour un technicien en électronique familiarisé avec le matériel.

#### 4.1.2.5. Coût

Le prix des débitmètres électromagnétiques est pratiquement proportionnel au diamètre de la manchette de mesure. Pour les appareils de la première classe, les ordres de grandeur sont les suivants:

- 30000 F pour un diamètre de 250 mm,
- 60000 F pour un diamètre de 500 mm.

## 4.2 Capteur électromagnétique à champ partiel: Fig. 10

### 4.2.1. Description

Les capteurs utilisés peuvent présenter différentes formes. Les capteurs cylindriques allongés sont constitués d'un électro-aimant B bobiné sur un noyau magnétique N qui engendre un champ magnétique de révolution. L'ensemble est enrobé d'un isolant. Deux paires d'électrodes sont disposées dans un plan diamétral à la surface de l'isolant suivant deux axes orthogonaux. Lorsque le système est plongé dans un fluide conducteur, tout déplacement de ce fluide au voisinage du plan diamétral et parallèlement à celui-ci coupe le champ magnétique perpendiculairement et engendre des forces électromotrices perpendiculaires au déplacement du fluide.

### 4.2.2. Utilisation

Etant donné leur faible encombrement, les sondes électromagnétiques peuvent être employées de la même manière que les tubes de Pitot ou les moulinets; par leur principe, elles s'accommodent cependant mieux que ces derniers des liquides salissants. Leur plage de fonctionnement s'étale de 1 à 10 m/s. Pour des vitesses inférieures à 1 m/s, une carte électronique de correction peut s'avérer nécessaire.

En raison de sa conception, le capteur peut mesurer l'écoulement dans les deux sens. Il suffit d'adapter la constante d'intégration de la chaîne de mesure en fonction de la fréquence d'inversion de sens pour en faire un instrument de gestion technique des réseaux de distribution ou des réservoirs d'équilibre. Il peut être souhaitable, pour ces derniers, de connaître de façon continue le débit approximatif admis ou délivré et le sens de l'écoulement. Les débitmètres de ce type ne sont utilisables sur les conduites qu'à partir de 500 mm de diamètre.

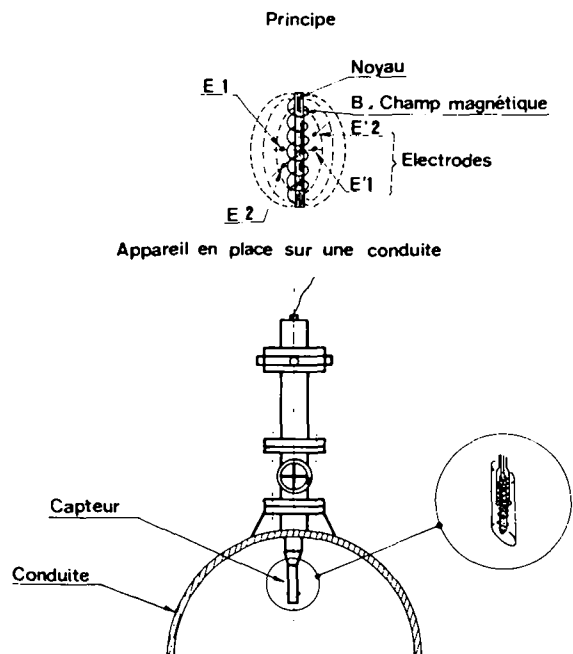


Fig. 10. Débitmètre électromagnétique à champ partiel.

#### 4.2.2.1. Implantation

Très résistant à la pression, ce capteur n'exige pas pour son installation des travaux de génie civil importants. Il peut être placé en tous points du réseau au moyen d'une manchette. Un boîtier suffit à protéger la tête du capteur des intempéries. Néanmoins, étant sensible aux turbulences, il faut disposer de longueurs droites en amont et en aval de l'instrument. Les constructeurs recommandent des longueurs respectives de 20 D et 10 D.

#### 4.2.2.2. Précision

La précision des capteurs électromagnétiques est nettement inférieure à celle des débitmètres à champ total. La détermination de la position optimale d'enfoncement du capteur est, en effet, délicate. Par ailleurs, l'appareil est sensible aux tensions parasites extérieures provoquées par des courants vagabonds par exemple.

#### 4.2.2.3. Entretien

Les opérations de maintenance sont relativement fréquentes pour s'assurer de la pérennité de la mesure. Outre les opérations d'étalonnage, il y a lieu de:

1. Contrôler la dérive du zéro par retournement de la sonde à 180° et comparaison des indications données pour chaque position.
2. Contrôler la chaîne de mesure par l'introduction d'un signal simulant un débit égal à un pourcentage donné du calibre de l'appareil, 80% en général.
3. Contrôler l'état de surface des électrodes, ce qui nécessite un démontage partiel de la sonde. Bien que prévu pour fonctionner indifféremment en eau filtrée ou en eau brute, il apparaît que dans le second cas, la dégradation des électrodes est plus rapide.

Les opérations 1 et 2 doivent être effectuées une à deux fois par mois si l'on veut éviter des dérives de la mesure. Enfin, l'électronique est très sensible aux coups de foudre.

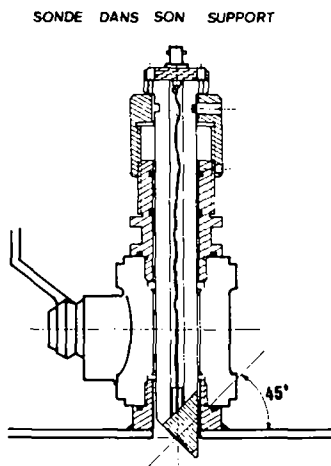
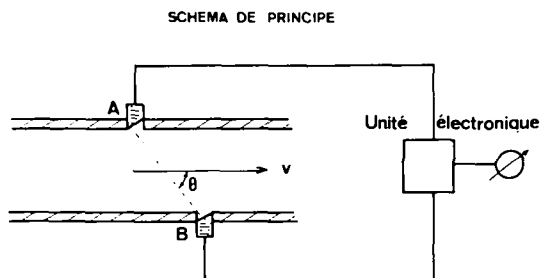


Fig. 11. Débitmètre à ultrason.

#### 4.2.2.4. Coût

Dans les conditions actuelles, l'appareil comprenant le capteur, son boîtier électronique et un totalisateur vaut environ 30000 F. Il faut noter que le coût est pratiquement indépendant du diamètre de la conduite.

## 5 Débitmètres à ultrasons

### 5.1 Principe

Le phénomène utilisé pour la mesure de la vitesse d'écoulement de l'eau, et par suite de son débit, est la modification de la vitesse de propagation des ondes acoustiques dans l'eau par la vitesse du fluide.

### 5.2 Description

#### 5.2.1 Méthode de mesure

Deux capteurs fonctionnant alternativement en émetteur et en récepteur sont situés dans le plan de deux génératrices diamétralement opposées d'une veine liquide et la droite qui les joint fait un angle  $\theta$  avec l'axe d'écoulement de l'eau.

Appelons  $c$  la vitesse de propagation des vibrations ultrasonores dans l'eau au repos et  $v$  la vitesse d'écoulement du fluide, supposée uniforme dans toute la veine.

L'émetteur A envoie vers le récepteur B un train d'ondes qui se propagent à la vitesse:

$$c + v \cdot \cos \theta$$

Le temps de transmission est égal à:

$$t_1 = \frac{L}{c + v \cdot \cos \theta}$$

où  $L$  = distance entre les sondes.

En contre-courant, la vitesse de propagation des ondes ultrasonores est:

$$c - v \cdot \cos \theta$$

et le temps de transmission devient:

$$t_2 = \frac{L}{c - v \cdot \cos \theta}$$

La différence des temps de transmission est égale à:

$$\begin{aligned} \Delta t &= t_2 - t_1 = \frac{L}{c - v \cos \theta} - \frac{L}{c + v \cos \theta} \\ &= \frac{2 L v \cdot \cos \theta}{c^2 - v^2 \cos^2 \theta} \end{aligned}$$

Cette relation peut être simplifiée du fait que la vitesse de l'eau est très inférieure à la vitesse du son voisine de 1 500 m/s; pour une vitesse de l'eau inférieure à 10 m/s, la différence des temps de parcours  $\Delta t$  devient égale à:

$$\Delta t = \frac{2 L v \cos \theta}{c^2} \text{ à } 10^{-4} \text{ près}$$

Nous avons supposé dans la relation précédente la vitesse de l'eau constante le long de la corde A B.

Dans le cas réel où la répartition de vitesse n'est pas uniforme, le résultat est analogue au précédent à condition de remplacer la vitesse supposée constante  $v$  sur le trajet A B par la valeur moyenne  $\bar{v}$  sur ce même trajet.

#### Relation entre le débit et la vitesse mesurée

La relation entre le débit et la vitesse mesurée dépend du principe de fonctionnement adopté par les construct-

eurs. Deux solutions à la mesure de la vitesse peuvent être citées:

- a) Expression de la vitesse en fonction de la différence des temps de parcours  $\Delta t$ :

$$\bar{v} = \frac{c^2}{2L \cos \theta} \Delta t$$

La vitesse de l'eau est fonction de la célérité du son  $c$  dans l'eau.

- b) Expression de la vitesse en fonction de la différence des fréquences qui sont obtenues en faisant osciller un oscillateur alternativement à la fréquence

$$f_1 = \frac{1}{t_1} \text{ et } f_2 = \frac{1}{t_2} \text{ d'où l'expression de } \Delta f:$$

$$\Delta f = f_1 - f_2 = \frac{1}{t_1} - \frac{1}{t_2} = \frac{2v \cos \theta}{L}$$

$$\text{et celle de la vitesse mesurée: } \bar{v} = \frac{L}{2 \cos \theta} \Delta f$$

La vitesse de l'eau ne dépend plus de la célérité du son. L'appareil mesure donc la vitesse moyenne de l'eau  $v$  le long de la corde  $AB$  et doit fournir la valeur du débit.

Dans le cas le plus général, l'écoulement est turbulent dès que la vitesse atteint quelques centimètres par seconde. Le profil des vitesses présente un front rectangulaire et ne varie pas sensiblement avec la vitesse. On peut donc exprimer le débit par un facteur d'étalonnage pratiquement constant appliqué à  $\Delta t$  ou à  $\Delta f$ .

Pour les régimes laminaires correspondant à des vitesses inférieures à quelques centimètres par seconde, le profil des vitesses n'est plus rectangulaire et varie sensiblement avec la vitesse; dans ce cas, un étalonnage peut permettre de déterminer un facteur de correction moyen, ce qui créera une légère non linéarité de la mesure, mais la répétabilité de la mesure ne sera pas altérée.

#### Compensation de la célérité du son

L'expression  $\Delta t$  dans les appareils du type a) précédent dépend de la vitesse du son qui est influencée par la température de l'eau et sa densité. Pour rendre la mesure de la vitesse indépendante de la célérité du son, l'unité électronique détermine le temps de parcours moyen:

$$t = \frac{t_1 + t_2}{2} = \frac{1}{2} \frac{L}{c + v \cos \theta} + \frac{L}{c - v \cos \theta} = \frac{L}{c} \text{ à } 10^{-4} \text{ près}$$

et calcule le rapport  $\Delta t/t^2$  égal à:  $\frac{\Delta t}{t^2} = \frac{2v \cdot \cos \theta}{L}$

d'où l'expression de la vitesse moyenne de l'eau le long de la corde  $AB$ :

$$\bar{v} = \frac{L}{2 \cos \theta} \times \frac{\Delta t}{t^2}$$

Un dispositif de synchronisation délivre des impulsions pour commander les différentes phases du cycle de fonctionnement:

- émission de la sonde  $A$  et réception par  $B$ ,
- émission de la sonde  $B$  et réception par  $A$ ,
- mesure de  $\Delta t$  et  $t = \frac{t_1 + t_2}{2}$  pour les appareils du type a) précédent, ou mesure de  $\Delta$  pour les appareils du type b),

- calcul de la vitesse moyenne,
- calcul du débit.

L'appareil délivre après traitement:

- un signal analogique 4-20 mA sur une impédance inférieure à 1000 ohms,
- un signal fréquence dont les impulsions ont une durée de 40 millisecondes, une amplitude de 24 volts et une fréquence maximale de 10 Hz, sur une impédance minimale de la charge de 75 ohms.

#### 5.2.2 Présentation de l'appareil

Le capteur se compose de deux sondes placées sur deux génératrices opposées de la conduite et décalées pour former un angle  $\theta$  avec la conduite. Ces sondes sont raccordées par câble coaxial à une unité électronique exploitant les signaux issus des sondes. L'élément actif de base sondes est un disque de céramique piézo-électrique maintenu à l'extrémité d'une tige en acier inoxydable et protégé des contraintes mécaniques et de l'humidité par un enrobage de résine époxy. L'émission s'effectue dans l'axe du disque faisant un angle de  $45^\circ$  avec l'axe de la tige en acier, pour les sondes destinées aux diamètres moyens et gros. Pour les diamètres inférieurs à 100 mm, les sondes sont généralement fixées sur une manchette à brides et pour les diamètres moyens et gros, elles sont montées sur la canalisation existante par piquage.

L'électronique est contenue dans un coffret à simple ou double enveloppe régulant la température en fonction des conditions ambiantes.

### 5.3 Utilisation

#### Caractéristiques du débitmètre à ultrasons

Un certain nombre de caractéristiques différencie l'appareil des débitmètres conventionnels et électromagnétiques.

1. Dans la plupart des cas, l'appareil est insensible à la présence de gaz ou de particules dans l'eau en raison de la compensation de célérité du son et de ses variations, compensation qui est assurée automatiquement et en permanence par l'électronique; ce résultat a pu être vérifié par des essais qui ont porté sur différentes qualités d'eau: eau potable, eau de rivière, eau en cours de traitement chargée d'oxydants et de charbon actif.

2. Les sondes se montent et se démontent sur des conduites existantes de fonte, d'acier ou en béton: la technique du piquage est connue et ne présente pas de difficulté.

3. L'encombrement de l'appareil est faible et quasiment indépendant du diamètre. Il peut être monté sur les conduites de tous diamètres.

4. L'appareil est insensible aux parasites, ce qui permet d'effectuer la mesure aux très faibles valeurs de débit et d'étudier les inversions du sens de l'écoulement. La plage de vitesses utilisée est généralement comprise entre 0,05 et 5 m/s.

#### 5.3.1 Implantation

Les sondes sont installées perpendiculairement à la conduite sur des génératrices diamétralement opposées. La précision indiquée ci-dessus est maintenue avec des longueurs droites en amont et en aval réduites respectivement à  $3D$  et  $2D$ , les sondes étant placées dans un plan perpendiculaire au plan des coudes éventuels.

L'appareil ne provoque pas de perte de pression. Alimenté sous 200 V, il absorbe une puissance de 10 watts ou 60 watts si l'on munit le coffret d'une régulation de la température interne. La distance entre les sondes et le coffret ne doit pas excéder 100 m.

#### 5.3.2 Précision

Dans de bonnes conditions, l'appareil permet de mesurer des débits dans une plage de 1 à 10 au moins avec

une précision de  $\pm 2\%$  du débit (et non de l'étendue de mesure) pour un débit compris entre 15% et 100% de la valeur nominale d'utilisation et  $\pm 5\%$  du débit pour un débit compris entre 15% de cette valeur et la valeur minimale d'utilisation donnée par le constructeur. Ces résultats ont pu être vérifiés par comparaison à un système très précis de bache peseuse.

### 5.3.3 Entretien

Au moment de la mise en service de l'appareil, l'étalonnage se fait sur le site entièrement par la mesure directe des paramètres physiques réels qui interviennent dans la différence des temps de parcours des ondes, ainsi que par le calcul pour l'affichage de certains résultats.

Cette opération qui nécessite un appareillage auxiliaire pour la mesure des paramètres ainsi que pour l'affichage des résultats dure trois heures environ. Cette possibilité d'étalonnage interne est particulièrement avantageuse puisque l'appareil ne nécessite pas de débitmètre étalon difficile, parfois même impossible à installer.

En exploitation, les opérations de maintenance se réduisent au contrôle de l'amplitude des échos, reçus et au contrôle de l'étalonnage, une fois par an, qui sont effectués à l'aide de l'appareillage auxiliaire.

### 5.3.4 Coût

Le prix de l'appareillage, coffret, sondes et pose comprise est de 45 000 F. Il est pratiquement indépendant du diamètre.

## 6 Appareils divers

Les appareils examinés dans les chapitres précédents sont très largement utilisés. Il existe, cependant, un certain nombre de dispositifs qui, soit sont encore à l'état expérimental, soit ne peuvent répondre qu'à des situations particulières. Sans s'y attarder outre mesure, il paraît intéressant de les citer car certains peuvent connaître de nouveaux développements.

### 6.1 Débitmètres à vortex

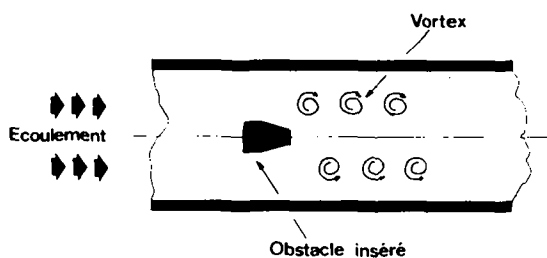


Fig. 12. Débitmètre à vortex—Schéma d'un modèle à insertion.

Lorsqu'ils sont utilisés pour le comptage des grands débits, ils mesurent la vitesse du fluide en un point de la section et non pas la vitesse moyenne.

#### 6.1.1 Principe

Lorsqu'on place un obstacle dans un écoulement, la couche limite produite à la surface de l'obstacle se décolle pour former des tourbillons (vortex). La fréquence de décollement est, pour un nombre de Reynolds donné, proportionnelle à la vitesse d'écoulement. La relation entre la fréquence de décollement et la vitesse du fluide est fonction de la nature de l'obstacle. On peut obtenir une relation linéaire quand l'obstacle est conçu de manière à ce que le point de décollement reste fixe. Cette caractéristique est obtenue avec un obstacle à arêtes vives.

#### 6.1.2 Description et utilisation

Les débitmètres à vortex comportent deux parties:  
—la première mesure la fréquence des décollements de tourbillon au moyen en général d'une thermistance,

—la seconde transforme le signal pour obtenir en sortie un signal impulsionnel qui peut être aussi bien utilisé pour le comptage que pour la mesure de débits instantanés.

Suivant la nature de l'obstacle, il existe plusieurs types de débitmètres à vortex. Les modèles utilisables pour la mesure des grands débits sont à insertion. Ils sont constitués d'une sonde, où se forment les tourbillons, située à l'extrémité d'une canne. La mesure n'est donc pas représentative de la vitesse moyenne, mais seulement de la vitesse ponctuelle au voisinage de la sonde.

Dans le cas d'un écoulement très stable, l'incertitude sur la mesure ponctuelle est inférieure à  $\pm 2\%$  du débit mesuré et la plage de mesures est importante.

Dans le cas d'un écoulement turbulent, on retrouve les problèmes classiques d'évaluation d'un débit à partir d'une mesure de vitesse ponctuelle. Il est nécessaire de disposer de très grandes longueurs droites amont et aval pour régulariser l'écoulement.

Le coût de ce type de débitmètre est pratiquement indépendant du diamètre: de l'ordre de 30 000 F.

Les applications à la mesure de gros débits d'eau sont relativement récentes. L'article le plus intéressant de ce point de vue est celui de M. E. Perrin (J.A.W.W.A., mars 1977) qui décrit l'essai de débitmètre à vortex sur des conduites de distribution d'eau de diamètres 500 et 900 mm dans une gamme de débit de 0,1 à  $\text{m}^3/\text{h}$ .

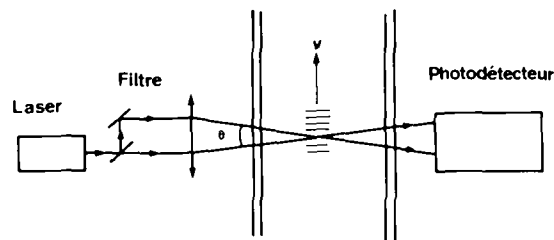


Fig. 13. Débitmètre à laser—Principe du montage.

### 6.2 Débitmètres à laser

#### 6.2.1 Principe

Un système optique équipé d'un filtre monochromatique transforme le rayon laser en deux rayons parallèles focalisés par une lentille. Au point d'intersection des deux rayons, il se forme un réseau de franges où la lumière est alternativement intense ou faible. L'intensité de la lumière diffusée par une particule qui traverse ce réseau de franges varie lorsque celle-ci passe d'une zone fortement éclairée à une zone peu éclairée. Un photodétecteur transforme la lumière diffusée par la particule en un signal électrique dont la fréquence  $f$  est une fonction de la distance entre deux franges et de la vitesse  $v$  de la particule.

$$f = \frac{v}{\lambda i} 2 \sin \frac{\theta}{2}$$

$\theta$  et  $\lambda i$  étant respectivement l'angle que font entre eux les deux rayons laser et la longueur d'onde incidente du laser.

Le photodétecteur qui reçoit la lumière diffusée par les particules traversant la zone des franges dans le petit volume de mesure peut être placé:

- soit du côté opposé au laser par rapport à la conduite (cas de la figure),
- soit du côté du laser (rétrodiffusion).

Dans le premier cas, l'intensité de la lumière diffusée est supérieure à celle qui est diffusée en rétrodiffusion, ce qui permet d'obtenir un rapport signal sur bruit plus favorable.

Dans le deuxième cas, l'alignement des appareils et leur emploi sont plus simples.

### 6.2.2. Description et utilisation

L'appareil du type rétrodiffusion comporte:

- une sonde en deux parties:
  - le corps contient la source de lumière, l'optique d'émission et de réception, le photodétecteur,
  - le tube équipé d'un support évidé avec, à son extrémité, un organe réfléchissant qui reçoit les faisceaux incidents et qui les réfléchit de telle sorte qu'ils convergent au point de mesure.
- une électronique de traitement du signal délivré par le photodétecteur sous forme d'un coffret pouvant être alimenté sur batterie.

L'appareil mesure une vitesse ponctuelle de l'eau, ce qui implique la connaissance du facteur d'étalonnage pour mesurer le débit; cette connaissance implique que le régime soit turbulent et que le profil de vitesse soit symétrique par rapport à l'axe de la conduite, d'où des longueurs droites amont et aval suffisantes. Aucune calibration n'est nécessaire pour obtenir une mesure correcte car  $\lambda$  et  $\theta$  peuvent être connus avec la précision désirée.

Le domaine d'utilisation de l'appareil paraît très grand en fonction des caractéristiques physiques de l'eau: insensibilité aux effets de la pression, de la température. D'autre part, l'appareil, qui est utilisable pour des canalisations de diamètre quelconque, nécessite un ou deux hublots en matière transparente à la lumière laser comme le plexiglas.

Le débitmètre à laser permet de faire des mesures ponctuelles sans contact; il ne semble pas qu'il y ait de limites d'emploi dues au diamètre, à la température de l'eau et à la pression. La plage de mesures va de quelques millimètres par seconde à plusieurs mètres par seconde, suivant l'électronique utilisée. Cette technique de mesure, qui a été mise au point il y a seulement une dizaine d'années, est surtout utilisée par les laboratoires de recherches et les instituts de mécanique des fluides pour l'étude des turbulences de l'air ou de gaz.

Le prix de ces appareils se situe entre 90 000 et 150 000 F.

Du fait que la mesure est ponctuelle, son utilisation nécessite des longueurs droites amont et aval importantes respectivement 20 D et 10 D, pour obtenir un régime turbulent ayant un profil de vitesse symétrique par rapport à l'axe de la conduite.

## 6.3 Traceurs

La méthode de mesure de débit en conduites fermées par traceur a fait l'objet d'une norme internationale ISO 2975 qui comporte 7 parties. La norme traite des généralités de la méthode et de son application selon les procédés:

- d'injection à débit constant,
  - d'injection instantanée,
  - de la mesure des temps de transit,
- en utilisant des traceurs radioactifs ou non.

### 6.3.1. Principe

Le traçage consiste à introduire dans la conduite en un point déterminé un composé chimique radio-actif ou non dont on détecte la présence et la concentration dans la conduite après un parcours défini.

### 6.3.2. Description et utilisation

Il convient de disposer d'une longueur suffisante pour obtenir un mélange homogène du traceur dans le fluide dont on veut mesurer le débit. C'est la longueur de bon mélange. Parmi les difficultés que l'on peut signaler lors de l'utilisation de ce procédé, il faut citer:

- le choix du traceur qui ne doit pas altérer la qualité de l'eau; il faut notamment veiller sur les conduites d'eau potable à éviter toute contamination

bactérienne au moment de l'introduction.

- la quantité de produit à mettre en jeu qui peut être prohibitive lorsqu'il s'agit de grand débit.

Par ailleurs, cette méthode n'est valable que pour effectuer des mesures ponctuelles qui ne peuvent se transformer en mesures permanentes. A signaler, toutefois, qu'un appareillage utilisant la mesure de la conductivité pour détecter le temps de transit du nuage entre deux cellules de mesure a été étudié, mais il semble n'avoir été appliqué que sur des conduites de faible diamètre.

## 7 Emploi des divers appareils

L'examen des appareillages disponibles pour la mesure des grands débits a fait apparaître pour chacun d'eux un certain nombre de caractéristiques qui peuvent être considérées suivant les cas comme des avantages ou des inconvénients. Elles seront prises en considération par l'utilisateur au moment du choix.

Le tableau ci-après regroupe les principaux éléments. Il appelle toutefois les commentaires suivants:

### 7.1 Domaines d'utilisation

Il s'agit notamment des débits maxima mesurables, des plages de débits, de la perte de pression créée, de l'influence de la nature de l'eau.

#### *Débit:*

Les appareils à hélice, les déprimogènes, les électromagnétiques à champ total sont limités par les dimensions de construction. Au contraire, les appareils à ultrasons peuvent s'adapter à tous les diamètres, de même que les appareils à champ partiel.

Les plages de débits sont généralement de 1 à 5, quelquefois de 1 à 10. Cependant, en dehors de la plage de débits indiquée par le constructeur, la précision peut devenir très insuffisante.

#### *Perte de pression créée par l'appareil:*

Il y a lieu de distinguer trois catégories selon que la perte de pression provoquée est forte, faible ou négligeable:

- Forte : diaphragmes, tuyères,
- Faible : compteurs à hélice, tubes de Venturi,
- Négligeable: Débitmètres électromagnétiques à champ total ou partiel, appareils à ultrasons, moulinets, tubes de Pitot.

#### *Nature de l'eau*

Elle intervient, soit par l'importance des particules en suspension dans l'eau brute, soit par les propriétés chimiques, entartrantes ou corrosives qui peuvent avoir une influence sur les organes de certains débitmètres. Signalons, à ce propos, que la présence de matières en suspension dans l'eau n'interfère pas dans la mesure par ultrasons alors qu'elle peut entraîner des perturbations sur les mesures effectuées par des débitmètres électromagnétiques.

### 7.2 Conditions d'implantation

Différents critères sont à prendre en compte:

#### *Importance des travaux d'implantation*

La plupart des appareils peuvent se placer dans des regards—Débitmètres à hélice, électromagnétiques à champ total, à ultrasons. Certains, notamment les appareils déprimogènes, nécessitent la construction d'une chambre; d'autres, en particulier les appareils de mesure à champ partiel ou à champ total à ultrasons, ne nécessitent pas de travaux de génie civil importants; ils peuvent même être placés dans des ouvrages existants: chambre de vannes ou de vidange, par exemple.

	DEBIT m <sup>3</sup> /h	VITESSE m/s	DIAMETRE mm	PERTE DE PRESSION	PRECISION	IMPLANTATION	PRIX 1979 en FF REMARQUES
WOLTMANN	300 - 8 000	0,5 - 5	150 - 800	Faible	± 2 % débit mesuré pour 0,3 Qm < Q < 0,5 Qm. Diminue les faibles débits	L. Amont = 12 à 20 D L. Aval = 5 D	20 000 F pour Ø 500 Maintenance commode par personnel non spécialisé
MOULINET	Pas de limite supérieure	0,1 - 6	Pas de limite supérieure	Faible	± 5 % dans de bonnes conditions	Mesures ponctuelles influencées par les turbulences. Appareil transportable pour campagnes de mesures	27 000 F. Mesures ponctuelles Enregistrement 32 000 F.
DIAPHRAGMES	5 000	1 - 5	≤ 1 000	0,85 Δp	± 2 à 3 % du débit mesuré dans les conditions normales	L. Amont = 10 à 44 D L. Aval = 4 à 8 D	25 000 F pour Ø 600 y compris appareil de mesure
TUYERES	.	1 - 5	≤ 500	0,85 Δp	± 2 % du débit mesuré dans les conditions normales	L. Amont = 10 à 44 D L. Aval = 4 à 8 D	
VENTURI	15 000	1 - 5	≤ 1 200	0,1 Δp	± 2 % du débit mesuré dans les conditions normales	L. Amont = 0,5 à 12 D L. Aval = 4 D	45 000 F pour Ø 600 y compris appareil de mesure
PITOT	Pas de limite supérieure	0,5 - 5	Pas de limite supérieure	Négligeable	± 5 %	L. Amont = 20 à 50 D L. Aval = 5 à 20 D Appareil portatif pour campagnes de mesures	Certains constructeurs ont abandonné leur fabrication

	DEBIT m <sup>3</sup> /h	VITESSE m/s	DIAMETRE mm	PERTE DE PRESSION	PRECISION	IMPLANTATION	PRIX 1979 en FF REMARQUES
ELECTRO-MAGNETIQUE A CHAMP TOTAL	7 000	1 - 10	Série normale ≤ 500 Spéciale ≤ 2 000	Nulle	± 2 % de l'échelle de mesure	L. Amont = 5 D L. Aval = 3 D	60 000 F pour Ø 500 Consommation électrique 1 kW. Compte dans les 2 sens.
ELECTRO-MAGNETIQUE A CHAMP PARTIEL	Pas de limite supérieure	1 - 10	A partir de Ø 500, pas de limite supérieure	Très faible	De l'ordre de ± 5 %. Diminue si la vitesse < 0,5 m/s	L. Amont = 20 D L. Aval = 10 D Appareil transportable	30 000 F pour Ø 500 et au-delà Maintenance par personnel spécialisé fréquente. Compte dans les 2 sens.
ULTRASONS	Pas de limite supérieure	0,05 - 5	Pas de limite supérieure	Nulle	± 2 % du débit pour Q > 0,15Qm ± 5 % du débit pour Q < 0,15Qm	L. Amont = 3 D L. Aval = 2 D Insensible aux matières en suspension. P. électrique pour la mesure 10 W	45 000 F quel que soit le diamètre. Contrôle d'entretien léger par personnel spécialisé.
VORTEX	400 - 4 000		500 - 900	Très faible	± 2 %	Longueurs droites importantes nécessaires pour que l'écoulement soit régularisé.	30 000 F.
LASER	Pas de limite	0,01 - 5	Pas de limite supérieure	Nulle	< ± 2 %	L. Amont = 20 D L. Aval = 10 D Peut être transporté sur le réseau	90 000 - 150 000 F Application de laboratoire.
TRACEUR	Limité par la quantité du réactif à utiliser		Pas de limite supérieure	Nulle	± 5 % dans de bonnes conditions	Introduction par T ou prise en charge.	Ne donne pas de mesures en continu.

### Source de courant électrique

Selon le principe utilisé, les appareils peuvent s'affranchir de toute source d'électricité—hélices, déprimogènes—ou au contraire nécessiter une alimentation électrique—électromagnétique, ultrasons. La consommation électrique des appareils à ultrasons est toutefois négligeable par rapport à celle des appareils électromagnétiques.

### Longueurs droites de part et d'autre de l'appareil

Elles sont à respecter sous peine de perdre en précision. Elles peuvent souvent être réduites par des dispositifs tranquillisateurs. A signaler parmi les appareils les moins sensibles: les Venturi, les débitmètres électromagnétiques et à ultrasons.

## 7.3 Précision, fiabilité

D'une manière générale, les appareils à champ total sont beaucoup plus précis que ceux à champ partiel. Les précisions indiquées, qui sont de l'ordre de  $\pm 2\%$ , s'appliquent à des conditions normales d'utilisation. Nous citerons ici quelques essais effectués par la Société des Eaux de Marseille.

- Comparaison de mesures faites simultanément sur des appareils de Venturi et des appareils à ultrasons disposés en série:

Volumes totaux mesurés en m <sup>3</sup>	Diamètre conduite en mm		Vitesse en m/s		Ecart entre les deux appareils
	Venturi	Ultrasons	Venturi	Ultrasons	
2 000 000	1 200	1 200	1,25	1,25	$\pm 1,4\%$
1 500 000	1 500	2 000	2	1,1	$\pm 0,5\%$

- Comparaison de mesures faites simultanément par deux appareils à ultrasons disposés sur des conduites de  $\varnothing$  2000 et 1 200 mm alimentées en série:

Volumes totaux mesurés en m <sup>3</sup>	Vitesses dans les conduites - m/s		Ecart systématique	Variations par rapport à l'écart
	2 000	1 200		
2 000 000	0,4 - 0,9	1 - 2,5	2,7%	$\pm 0,07\%$

La fiabilité des mesures dépend énormément de la plage de mesures et impose des vérifications périodiques. L'appareil à ultrasons, grâce à sa possibilité d'étalonnage interne et à sa capacité de fonctionnement dans les plages de faible vitesse, occupe une place de choix parmi les appareils précis et fiables.

## 7.4 Entretien

L'entretien des débitmètres ne constitue pas une charge très importante. Il se traduit par un certain nombre de vérifications et un étalonnage. A noter que les débitmètres à hélice ne nécessitent pas de personnel spécialisé alors que ceux qui font appel à l'électronique, ultrasons, électromagnétiques imposent un personnel qualifié.

## 7.5 Coût

Le tableau indique le coût des appareils pour des diamètres de 500 ou 600 mm. Il appelle les commentaires suivants:

- Les débitmètres électromagnétiques à champ total sont d'un coût relativement élevé. Leur consommation électrique représente des frais de fonctionnement non négligeables.
- Les appareils à hélice ne sont pas très onéreux.
- Les appareils déprimogènes apparaissent relativement peu coûteux, mais étant donné les travaux nécessaires à leur implantation, le coût de l'installation peut faire doubler ou tripler le coût de l'appareil lui-même.

—Le débitmètre à ultrasons se situe entre les appareils électromagnétiques à champ total et les compteurs à hélice. Il devient rapidement très avantageux sur les conduites de gros diamètres.

## 8 Conclusion

La mesure des grands débits fait appel à des techniques de plus en plus nombreuses. Certaines fondées sur des systèmes déprimogènes sont utilisées depuis fort longtemps et ont fait leurs preuves. Ce type d'instrument, très fiable dans des plages adaptées, est réputé pour sa longévité et le peu d'entretien qu'il nécessite de la part de l'exploitant.

Toutefois, les exigences de la gestion des installations de traitement et des réseaux de distribution font rechercher des appareils de plus en plus performants, capables de fonctionner dans des plages de mesures variables, ayant une bonne précision, une fiabilité convenable, pouvant s'insérer facilement dans les réseaux, retransmettre des indications à distance, etc.

Selon l'objectif poursuivi, on pourra attacher plus de prix à l'un ou l'autre de ces critères, ce qui conduira à faire un choix entre les appareils disponibles en fonction des conditions économiques et des impératifs techniques. On peut, en effet, avoir besoin d'appareils à postes fixes ou, au contraire, souhaiter disposer d'instruments pouvant s'insérer facilement et sans grands frais en des points particuliers du réseau, notamment à l'occasion de campagnes de mesures.

Dans le premier cas, et selon les circonstances, on pourra rechercher pour des précisions comparables:

- soit des instruments dont la plage de mesures est très étendue: appareils à ultrasons ou encore électromagnétiques à champ total pouvant fonctionner à des vitesses élevées sur des stations de pompage, par exemple,
- soit des instruments fiables mais plus rustiques qui peuvent même, dans certains cas, ne pas consommer d'énergie électrique: appareils à hélice, ou appareils déprimogènes.

Les conditions techniques d'implantation pourront, elles-mêmes, intervenir du fait des longueurs droites de conduite disponibles, des pertes de charge provoquées et suivant que l'appareil a été prévu dans le projet ou doit être installé sur un ouvrage existant.

Dans le second cas, on pourra faire appel à des appareils dont la mise en place est plus commode, susceptibles d'être transportés en divers points de mesure et adaptés sur des conduites de diamètres différents, même si leur précision est moindre. C'est généralement le cas des appareils de mesure à champ partiel: moulinet, tube de Pitot, électromagnétique, vortex, dont les capteurs sont sensibles mais qui du fait d'avoir à choisir la position du filet fluide représentant la vitesse moyenne introduisent une source d'erreur supplémentaire; cette précision est souvent acceptable pour des campagnes de mesures sur les réseaux. A signaler, toutefois, dans le domaine des appareils transportables l'apparition d'une solution nouvelle, utilisant les débitmètres à ultrasons qui prennent en compte la totalité du champ de vitesse.

Depuis ces dernières années, les techniques explorant la totalité du champ de vitesse se sont, en effet, développées avec les appareils électromagnétiques et à ultrasons, mais les progrès techniques se poursuivant sans cesse, on peut s'attendre dans les années à venir à de nouveaux perfectionnements, par exemple par l'usage d'appareils comme le débitmètre à vortex dont l'emploi n'est pas encore très répandu ou le débitmètre à laser qui n'est encore employé qu'en laboratoire, en raison notamment de son coût élevé. Il n'est, cependant, pas exclu de penser que ce type d'instrument puisse un jour avoir une application, soit



sous forme d'appareil à poste fixe, soit sous forme d'appareil étalon portable. Les impératifs techniques et financiers ouvrent la voie à de nouvelles recherches dans ce domaine; nul doute qu'elles déboucheront sur la mise au point de moyens nouveaux, mais l'on peut dire que ceux qui sont actuellement à notre disposition peuvent, dans la plupart des cas, s'adapter à nos exigences.

## Bibliographie

American Society of Civil Engineers (ASCE).  
Task Committee on flow measurement of the committees on Hydraulics Structures of the hydraulics Division.  
Bibliography on discharge measurement techniques (183 references). Proceeding of the ASCE, Journal of the Hydraulics Division, vol. 103, n° HY 8, Aug. 1977, pp. 889-903, bibliogr.  
Aunac P.  
Théorie de la mesure par débitmètre électromagnétique. La Papeterie, n° 11, 1970, pp. 1087-1106, fig.  
Bonnafox R.  
Progrès de la normalisation des mesures de débit. Cour. de la normalisation n° 242 — III-IV 1975.  
Cambon P., Coudert E.  
Le Comptage de l'Eau. T.S.M. Novembre 1964 - p. 345. Coudert E.  
La mesure des débits liquides dans les conduites sous pression. Canalisations — 6/7 — 1972 — p. 11.  
Cousins T., Nicholl A. J.  
Comparaison entre les débitmètres à turbine et les débitmètres à vortex. Revue Brown Boveri, n° 3, 1977, pp. 140-146, fig., tabl.  
Demarais  
Débitmètres à ultrasons pour liquides. Essais de mesure et de précision. Principe de fonctionnement et description des appareils utilisés. Evaluation des erreurs. Premiers résultats obtenus pour un débitmètre de 20 l/s. Schémas synoptiques de l'électronique, du banc hydraulique et de l'installation de mesure. Bulletin d'information Bureau National de Métrologie, 1978-9, N° 31, 34-44.  
Dutang  
Débitmètre par ultrasons: évolutions récentes de la métrologie dans le cadre de traitement des eaux. T.S.M. L'Eau — Mars 1977.  
Grey S.  
Electrodes for magnetic flowmeters. Water & Sewage Works, vol. 119 R.N., 31 août 1972, pp. R 93 - R 97, 5 fig., 1 tabl.  
Hutton S. P.  
Le mesurage de l'eau et les compteurs. Rapport n° 3 — A.I.D.E. — Berlin 1961.  
Isaacs S. F.  
Débitmètre ultrasonique. Avantages. Améliorations apportées notamment au niveau du traitement électronique. Indications sur la stabilité de fonctionnement, la linéarité et la précision. Une annexe présente les équations de base. Pipe Line Industry, 2, 73, p. 26-9.  
Hohn Ph.  
A conductivity flow meter. Journal of Hydraulic Research, 14-1976 — n° 1.  
Jones W. B.  
Laser fluid velocity sensor. Paper presented at the Fluid Flow Symposium, Pittsburgh, Penn. (1971) and General Electric Report n° 70-C-101 (1970).  
Jonsson L.  
Laser Velocity Meter. Journal of Hydraulic Research, Vol. 9, N° 4, (1971).

Kreid D. K., Chung C. J., Crowe C. T.  
Measurements of the Flow of Water in a "T" Junction. To be presented at ASME Winter Annual Meeting. Bioengineering Division (1974).  
Kreid D. K.  
Error estimates for laser-doppler velocimeter in non-uniform flow. Applied Optics, Vol. 13, (1974).  
Nosley J.  
Mesure des débits de liquides et de vitesse d'écoulement par sonde électromagnétique. Congrès Mesucora 1976. Organisation Internationale de Normalisation (ISO). Comité technique ISO/TC 30 "Mesure de débit des fluides dans les conduites fermées". Sous-Comité ISO/TC 30/SC3 "Débitmètres électromagnétiques". Mesure de l'écoulement d'un fluide conducteur dans des conduites au moyen de débitmètres électromagnétiques. Partie I — Généralités et Terminologie. Paris, Association Française de Normalisation, Septembre 1976 (3e projet de norme internationale).  
Perrin M. A.  
An application of vortex shedding flowmeters. J.A.W.W.A. vol 69, n° 3, mars 1977, pp. 162-165, fig. tabl.  
Sandford.  
What you should know about flow monitoring devices. Instrument and control systems — Sept. 1976.  
Sintes M. et Duvernet J.  
Les Compteurs d'eau. B.C.E.O.M. — Informations et documents 1er tri. 1977-25.  
White D. F. et al.  
The vortex shedding flowmeter.  
in: Instrument Society of America Symposium on "flow: its measurement and control in science and industry", Pittsburgh Pa, 1971. Dowdell, éd. New-York, Wiley & Sons, 1974.  
Wollner J. P.  
Flow Metering in water works.  
Débitmètre Acoustique  
Principe de fonctionnement. Avantages et inconvénients de cette technique. Résultats d'essais dans diverses circonstances. Précision. 6 réf. Water Sewage Works, 1977-124, N° 7, 70-75, N° 8, 84-88.  
Débitmètre a Ultrasons.  
Principe de fonctionnement, causes d'erreur et calibrage de l'appareil. Utilisation en mesure de débit dans l'industrie pétrolière et pour la détection des fuites. Johnston Pipel Gas J., 1976 - 203, N° 12, p.s 43 - 58.  
Débitmètre Ultrasonique.  
Principe de cet appareil. Mise au point par Westinghouse permettant de mesurer la vitesse de l'eau par différence courant/contre-courant. Brefs détails de construction. Aperçu des possibilités d'utilisation. T.E. 5 - 72, p. 46-8.

## Summary

### Introduction

The constantly growing increase in needs for water and the disastrous effects of pollution bring about a gradual exhaustion of natural resources and the implementation of technology adapted to the demands of the users. As a consequence, there is a non-negligable rise in the production costs of water, an indispensable asset, and rational management is necessary. Such management calls for precise knowledge of flows at different points in the pumping up, treatment and distribution installations.

It is necessary to recall, to demonstrate the interest in this kind of measuring, that this subject has already been the subject of two reports for IWSA, one by Professor Hutton in 1961, the other by Mr. Achten in 1974. The technology of measuring large flows differs from the technology used by the consumers, which is why in this

report we shall deal only with instruments capable of measuring, in closed conduits, flows greater than 500 m<sup>3</sup>/h and passing through conduits with diameters larger than 200 mm. We shall describe the instruments used at the present time and the technological progress which has been brought about during the last few years.

## Fields of Application

The instruments used can provide the continuous measuring of flows instantaneously, or the measuring of average flows hourly, or the totalization of the flows. Their field of application in the treatment plants extends over: flows of pumping up, flows of treated water and of reagent control, flows intended for distribution as well as flows in the distribution networks; the optimization of pumping equipment, running of feeders, wholesales, control of the yield of the networks and the evaluation of further extensions in the networks.

## Principle

The measuring of the flow depends on the determination of the rate of the fluid within a known cross-section. In reality, because of the nature of the flow in the conduit, it is necessary to measure the average flow rate. This gives rise to the use of two kinds of instruments:

The first kind, total field instruments, measures the average rate directly, by the use of a turbine or a propeller, or by the differential pressure induced by compressing, or by the electromotive force created by the passage of water in a magnetic field, or by the rate of transmission of ultrasounds, or again by the dilution of a tracer.

The second kind, partial field instruments, measures pin-point rates and necessitates either a preliminary determination of a point of cross-section where the rate is apparently equal to the average rate, or an exploration of the field of rates. In this category are instruments with propellers, with Pitot tubes, with electromagnetic leads with vortex and with laser beams.

## Instruments

The report mentions, for each kind of instrument, the principle of measuring, a description, the utilization, the conditions of implantation, the precision, the maintenance, and an approximation of the costs.

The following are successively examined: meters with propellers, differential pressure instruments, electromagnetic flow meters, ultrasound instruments, vortex flow meters, laser beam instruments and the use of tracers.

In each case the particularities of the instruments named are specified in such a way as to show their advantages and disadvantages and to facilitate the choice of the users confronted with the imperatives of measuring.

## Use of various instruments

A chart brings together the essential characteristics of the instruments examined: the range of flows, the rates, useable diameters, pressure losses induced, precision, conditions of implantation, and prices. Diverse commentaries on the various possibilities offered to the user can be made:

—Flow rates: the field of measurement runs in general from 1 to 5, sometimes from 1 to 10. Some total field instruments can have higher limits depending on the dimensions of construction: instruments with pro-

pellers, differential pressure instruments and electromagnetic instruments; partial field instruments or ultrasound instruments, however, do not have the same restraints.

—Pressure loss created by measuring: it may be large for diaphragms and tuyere pipes, slight for propeller-meters and Venturi tubes, or even negligible for electromagnetic flow meters of total or partial field, propellers and Pitot tubes.

—Implantation: most of the instruments can be placed into inspection holes. Some of them, however, such as the Venturi tubes, require the construction of a chamber having larger dimensions. Others, partial field or ultrasound instruments, may be inserted without much engineering into existing structures. Some installations, with propellers or differential pressure instruments, work independently of all sources of electrical energy; others, on the other hand, depend on them. It may be noted on this subject that the electrical consumption of an ultrasound instrument is negligible compared to that of total field electromagnetic flow meters. It is recommended to place around the instrument enough straight lengths of tubing, variable depending on the type, to avoid loss in precision. To be mentioned among the least demanding models are the electromagnetic instruments, ultrasound instruments and Venturi tubes.

—Precision, reliability: total field instruments are more precise than partial field ones. The precisions indicated of  $\pm 2\%$  apply to normal conditions of utilization. The report indicates the results of comparative tests among Venturi flow meters, ultrasound flow meters arranged in the range of measurement. It may be noted that some installations, equipped with internal calibration systems, ultrasound devices, facilitate periodical checking.

—Maintenance: depending on the technicality of the equipment, its maintenance requires more or less qualified personnel, but, in general, there is no need for a great deal of maintenance.

—Cost: it is necessary to make the distinction between the cost of the instrument itself and that of its installation. In some cases, notably for the differential pressure instruments, the costs of installation can double or triple the cost of the instrument. For some total field models, propeller or electromagnetic instruments, the cost is roughly proportional to the diameter. For others, the ultrasound flow meters for example, the cost has no relation to the diameter.

## Conclusion

The measuring of large flows requires increasingly varied techniques. Some, founded upon differential pressure systems, have been utilized for a long time and are reputed for their long life and their reliability. But the requirements of managing the installations and the networks necessitate the pursuit of instruments which are more and more performing and which are capable of functioning in variable fields of measurement, which can be put into the networks, retransmit precise and reliable indications and which are able to be used in a set position or can be transported. Depending on the objective to be reached, more or less emphasis can be placed on one or another of these criteria, thereby guiding in the choice.

# Methods and means of calibrating flow measuring instruments

by E. A. Spencer and R. W. W. Scott

National Engineering Laboratory, East Kilbride, Glasgow, Scotland.

## 1 Introduction

Mankind's survival depends on a continuing supply of water. At the one extreme isolated communities are sustained by natural, weather-borne reserves while in large urban areas adequate piped supplies are essential. For both, planning ahead and the construction of reservoirs and a distribution network are required. In any organised system there is thus a need for reliable measurements to be made of the flow.

In the previous paper<sup>1</sup> by Bossy, Guillaume and Damez, flowmeters and flow measuring techniques have been identified which are suitable for large-scale water flow measurement. For the fifth IWSA Congress nearly twenty years ago Hutton<sup>2</sup> had prepared a comprehensive review of metering methods based on the results of surveys carried out by national rapporteurs in eighteen countries. It is the purpose of this paper to examine the ways which may be used today to establish the accuracy of these measurements for the higher flow regimes. Clearly major failures can result if errors are made at the planning stage or if a flowmeter installed in a large supply pipeline is giving false readings. Equally serious from the operator and customer points of view are inaccuracies at the custody transfer points where water is bought and sold. A recent example of a reading over 15 per cent from the truth meant errors in payment of many thousands of pounds each month.

The level of accuracy which can be achieved is inevitably closely related to the complexity (and hence cost) of the equipment and the expertise of the personnel used in the measurements. From the customer's point of view the charging tariff can strongly influence his attitude on what level he is prepared to regard as significant. In the past the relative cheapness of water in the developed countries has meant that far less concern was felt in getting the highest accuracies which were attainable compared, for example, to measurements in oil pipelines.

Greatly contrasting situations exist round the world—it is said that Mexico expects to increase its demand for water by ninefold in the next 20 years while the Lothians region in Scotland around Edinburgh is only budgeting for an increase of 1.5 times the present level. Nevertheless throughout the world there is an increasing demand and this means increased expenditure and a much greater awareness that waste should be avoided. Since all but gross wastage depends on good measurements being made it is considered appropriate to review the confidence levels which can be and are in general being achieved at the present time.

## 2 Principal types of metering systems

### 2.1 Flowrate and quantity measurement

A study of ways of calibrating or checking the performance of large-scale water flowmeters requires that the various metering systems should be classified. A first division can be made between those systems which

in principle determine the quantity passing through the pipeline and those which sense the flowrate. The former will be giving a continuous total, like the ordinary domestic water meter. The latter may be either virtually instantaneously picking up the flowrate or may be averaging it over a short period of time: the total quantity passing through the system will then be determined on the basis of an integration of the flowrate with time.

The separation into these two distinct categories is appropriate because different ways of checking their performance can be adopted. In the case of flowrate metering devices which may be used principally, for example, in monitoring systems for the control of the flow of water or at a treatment works, a system of calibration which is itself determining the flowrate over short intervals of time is the most appropriate. Quantity meters on the other hand will normally only give a large enough reading difference of the quantity passed if the flow is maintained for a fairly long time. Hence in their examination it is only of secondary importance to know the approximate instantaneous flowrate since it is the total quantity passed irrespective of the time taken which must be measured accurately.

These two categories will be identified in later sections when dealing with the calibrating equipment used to assess metering performance.

### 2.2 Installation effects

Another classification which is important in deciding on the type of facility in which the flowmeter performance can be assessed is whether the flowmeter is sensitive to or is relatively unaffected by the upstream pipe conditions. If for example a variable-area flowmeter or a positive displacement flowmeter is installed in a pipeline it is almost totally independent of the incoming flow conditions. It can thus be tested successfully in a confined test length. In practice this applies to relatively small-scale flows.

If, on the other hand, as is generally true of inferential type flowmeters, a long straight length of pipeline upstream of the meter is required if its performance is to be predictable, then the calibrating facility will have to be equivalently long in order to replicate the operational conditions. The test facilities in most hydraulic laboratories are generally designed with this characteristic in mind and so all types of flowmeters can be examined in them. Instrument manufacturers on the other hand will build their test facilities reasonably suited to their own particular equipment.

### 2.3 Flow ranges

Another factor which must be considered when deciding on how the performance of a flowmeter can be checked is its size. In Section 2.2. above the calibration test facility was being assessed for suitability for the type of flowmeter to be tested. It will be clear however that the overall size of the facility in the laboratory cannot economically be increased indefinitely and so a

point is reached at which the flowmeter cannot be calibrated over part or all of its useful flow range.

It is worth while to categorise a flowrate which can be regarded roughly as the transition point. Although there are not many calibration facilities with maximum flowrates above  $1\text{m}^3/\text{s}$  it is considered that a flowrate of about  $2\text{m}^3/\text{s}$  which is about  $7000\text{m}^3/\text{h}$  should be taken as the transition point.

Below this flowrate it will be relatively straightforward for a metering system to be installed and evaluated at least partly under the controlled conditions of a laboratory or test house. Above this flowrate there are few, if any, laboratory test facilities in the world where a primary method of calibration is used; that is, where the volume or weight of water flowing for a known time can be measured directly. While it would be feasible to construct a facility in which a number of secondary standards could be installed in parallel and each separately calibrated over a range up to  $2\text{m}^3/\text{s}$  by a primary system, this solution would undoubtedly be very expensive.

Broadly speaking therefore if the flowmeter is to be used to measure flowrates in excess of  $2\text{m}^3/\text{s}$  it is best tested in its installed position. If this is impracticable there is, however, the alternative which is to test the meter over only part of its range and then extrapolate its performance for the remainder. This method however can only be used if prior studies have shown that such extrapolation has an adequate expectation of reliability. In practice the authors have experienced a number of occasions where anomalies have occurred which have affected specific types of flowmeters at the very high Reynolds numbers associated with such flowrates.

A fairly obvious difficulty which can limit the practical application of this alternative technique is that the larger the flowmeter the more restricted will be the pipe lengths which can be installed in the laboratory test facility upstream and downstream of the flowmeter, Fig. 1. The result of this, together with the fact that enlarging sections will be needed between the laboratory standard pipework and that of the flowmeter, is that the flow conditions into the meter are likely to be very different to those on site. In consequence the calibration will have only limited application and certainly the

accuracy to be expected from using the calibration data will be far less than that accredited to the facility itself.

It now becomes clear that at these large flowrates of  $2\text{m}^3/\text{s}$  and over it is necessary to consider other methods of verifying the performance. Such methods have been developed over the past century. The demand arose principally because of the need to carry out acceptance tests on the many hydroelectric power schemes built in the first 40 years of this century but they can of course be used for any situation when a large flowmeter measurement is to be made. These methods have been referred to generally by the authors of the previous paper<sup>1</sup>. The particular attributes of these methods as a means of checking the performance of permanently installed flow measuring systems will be considered here.

## 2.4 The role of standards

Standard specifications are beneficial to the user in saving him the necessity of finding out for himself through trial and error the equipment designs and procedures which are generally acceptable.

In flow measurement there has been a natural progression from early times where each individual made and checked his own equipment, to the factory product and then to the use of national and then international standards which are available to him today<sup>3</sup>. Gaps still exist and the work load of the International Organisation for Standardisation, which has a Technical Committee on Flow Measurement in Closed Conduits ISO/TC30, and of other national and international committees and bodies is substantial. Nevertheless considerable progress has been made in the past two decades. Future prospects for closing the gaps depend mainly on the willingness of the sponsoring bodies to support these activities. Thus it is appreciated that nowadays a collective approach is essential for the cost of the development work, the testing and analysis and its generation into an acceptable code is high.

## 2.5 A rational approach to uncertainty assessment

To follow through the lines suggested in the above sections it is proposed to review one particular



FIG 1 1017mm ORIFICE - PLATE FLOWMETER ASSEMBLY INSTALLED FOR CALIBRATION AT NEL

instrument, the electromagnetic flowmeter, in greater depth than in Reference 1 and then to discuss the facilities which are available for both its evaluation and the evaluation of flowmeters in general. The assessment of the practical levels of uncertainty in the accuracy of the various ways of field flow measurement available then follows on. The question of what standards are available and are being drafted at the present time is naturally very relevant in this context.

### 3 Electromagnetic flowmeters

#### 3.1 General

There can be little doubt that during the last two decades the electromagnetic flowmeter has increased in popularity in many applications and none more so than in the water supply industry. Its relative simplicity of operation, its extensive size range and wide flow range-ability coupled with the introduction of modern design innovations in both primary and secondary devices have set it well in the forefront for the selection of large water flowmeters. One of the main attractions of this type of flowmeter lies in its permitting full-bore flow with no obstruction caused by any form of measurement sensor. Hence there are no additional pressure losses created by the metering system.

In the field of standardisation the manufacturers, in general, feel that the development of the electromagnetic system is still such a continuous and progressive process and the number of type variations so large that a standard specification for the electromagnetic meter would be difficult to formulate. Nevertheless, quite recently, an ISO Technical Report<sup>4</sup> has been prepared and certain national bodies, notably Japan<sup>5</sup>, the Federal Republic of Germany<sup>6</sup> and the United Kingdom<sup>7</sup>, have issued standards documents. Within ISO, effort is also actively directed towards the compilation of a document setting out recommendations for performance testing of electromagnetic flowmeters under installed conditions.

Much work has still to be carried out to ascertain the influence on the calibration of swirling or asymmetric flows. A working party of the ISO Technical Sub-committee is reviewing the available data while the authors' laboratory have instigated a major investigation in a 100mm test rig. In large water supply pipelines, however, long straight upstream pipe lengths of equivalent bore usually precede the flowmeter.

#### 3.2 Installation considerations

Ready access at the site where the flowmeter is to be located both for the purposes of installation and for subsequent maintenance should therefore be relatively straightforward. Sadly the latter is all too often

overlooked. For example the provision of adequate lifting gear for manoeuvring the primary device is essential if damage to the casing or body lining material is to be avoided because of the relatively large masses involved in each transfer operation. Also it is imperative that the bolts connecting the meter to adjacent pipework should be tightened only to the torque value recommended to avoid damaging the lining. Care in the fitting of the proper earthing strips, except in the case of cathodically protected pipelines, is equally essential. Considerable troubles from this problem occurred in the 1950s and 1960s.

The reference above to having a long, straight length of pipeline upstream of the meter is important if site calibration is not practicable. Although electromagnetic flowmeters are less affected than other types of flowmeter, swirling flows or velocity maldistribution can still cause errors outside the 2 per cent level.

To give an adequate output signal electromagnetic flowmeters should normally be installed in a line size such that mean pipe velocities in excess of about 1m/s are obtained for all conditions of usage—a common span setting is 1-10m/s. To achieve suitably high velocities, especially in pipe runs in excess of 0,5m diameter, pipe reducing and expansion pieces are often employed to accommodate a primary device smaller in size than the main pipe run (Fig. 2). Such pipe taper sections should be of relatively shallow angle to ensure a good velocity profile at the plane of the sensing electrodes. When such situations arise it is still essential that short lengths of straight pipework whose bore is the same as that of the primary electromagnetic device should be installed upstream and downstream to establish the same velocity profile as used in the calibration of the flowmeter. Lengths of 5D upstream and 3D downstream should be acceptable for normal accuracy requirements, provided again that the velocity distribution upstream is good.

It must be ascertained that at each metering station the flowmeter is running full of water at all times if reliable readings are to be obtained. Suitable gas venting devices are often installed in the pipeline adjacent to the detector head. Also the line joining the electrodes, in a two-electrode system, should lie in a horizontal plane. In modern equipment electrical interference such as quadrature effects arising within the system itself are automatically eliminated but great care must be exercised in the positioning of cables adjacent to the device.

It has been found impossible to predict what the magnitude of an interference field will be when the flowmeter is installed in the vicinity of other electrical machines, and of instruments or power cables having a



FIG 2 ELECTROMAGNETIC FLOWMETER INSTALLED BETWEEN PIPE TAPER PIECES

common frequency magnetic field. Tests devised to simulate installation conditions and carried out elsewhere for comparison purposes are likely to be unreliable. Hence the effects of such external magnetic fields on the flowmeter performance have to be investigated and measured when the flowmeter is fully installed on its operational site.

As one final cautionary warning interference effects have been found to occur intermittently on electromagnetic flowmeter systems when portable radio telephones or electric arc welding sets are operated in the vicinity of the flowmeter installation. Their effects on meter readings can again only be assessed by means of careful checks on site.

### 3.3 Calibration

The calibration procedures presented in Section 4 are classed as 'wet' calibration procedures in the case of electromagnetic flowmeters and are essential when higher metering accuracies are required. For electromagnetic meters there also exists, however, a so-called 'dry' calibration technique.

This dry calibration method involves the computation of the output signal of the primary device on the basis of measurements of magnetic field strength and on the physical dimensions of the meter. Certain assumptions have to be made and, as a result, the method cannot be justified except as a useful guide for the instrument engineer.

In all calibrations of electromagnetic flowmeters, however, it is important to observe that sufficient warming-up periods for both the primary and secondary elements are given before an attempt is made to obtain valid readings. The manufacturers should provide full recommendations on this point when supplying the equipment.

Where it happens, as described in Section 2.3, that, because of maximum flow limitations in the test plant a meter cannot be calibrated over its full specified working range, certain extrapolation procedures have been proposed. In the British Standard Specification<sup>7</sup>, an extrapolation factor of up to four is permitted with a related widening of the uncertainty limits associated with the measurement. The standard states that the estimated error is then to be taken as being equal to  $\pm(1 + 0.5E)$  per cent span where E is the extrapolation factor. The latter is defined as the quotient obtained by

dividing the maximum flowrate of the desired range by the flowrate at which the meter is calibrated.

It is most important that it should be understood that although a direct calibration of an electromagnetic flowmeter in a laboratory test facility is likely to give an accuracy of better than  $\pm 1$  per cent on test, this figure will need to be increased for extrapolated conditions. At the British Standard extrapolation limit of 4:1 the measurement of the flowrate at the upper end of the flow range should not be claimed to have a confidence level of uncertainty of better than  $\pm 3$  per cent. Field calibrations employing secondary methods must be assessed individually with respect to accuracy levels but should with care be better than this. A typical reference accuracy envelope is shown in Fig. 3.

## 4 Flowmeter calibration facilities

The creation of large-scale flow measurement facilities was essential to the development of hydraulic machinery. To determine the characteristic performance of head and efficiency at various flowrates of pumps and turbines, the flow had to be measured accurately. Hence either a direct flow measuring system was required or else the flow had to be measured with a metering system calibrated elsewhere.

More recently in the 1950s and 1960s for example the size of cooling water pumps for power stations was doubling every five years and so manufacturers' test rigs were being uprated as larger and larger flowrates were required. Accuracy was important both for research and development as well as for acceptance testing of models or the finished product.

Much earlier, from the turn of the century, test facilities were being built with a great variety of individual arrangements based on volumetric and weighing principles. It is only in the last decade or so that an attempt has been made to rationalise the critical characteristics on which their intrinsic absolute standards of accuracy can be based. The USSR holds the Secretariat of ISO/TC30/SC8—the sub-committee which is drafting standards on weighing and volumetric methods of flow measurement and the first of its standards ISO DIS 4185 is to be published by the ISO Headquarters in Geneva<sup>8</sup>.

### 4.1 Weighing methods

This standard ISO 4185, which deals with the

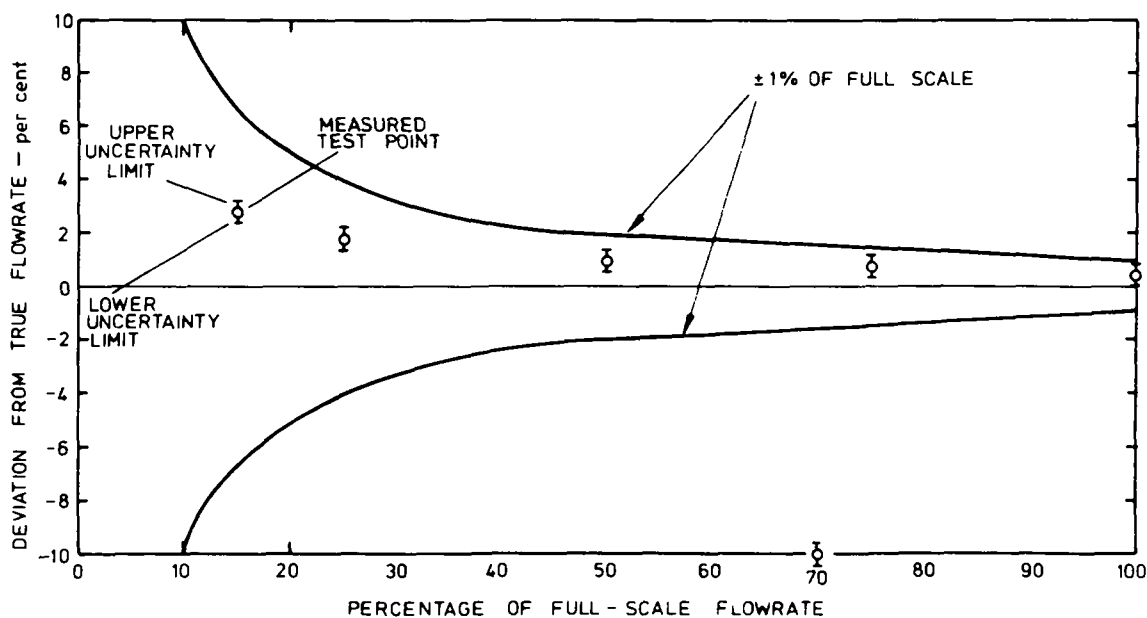


FIG. 3 TYPICAL REFERENCE ACCURACY ENVELOPE FOR ELECTROMAGNETIC FLOWMETER.

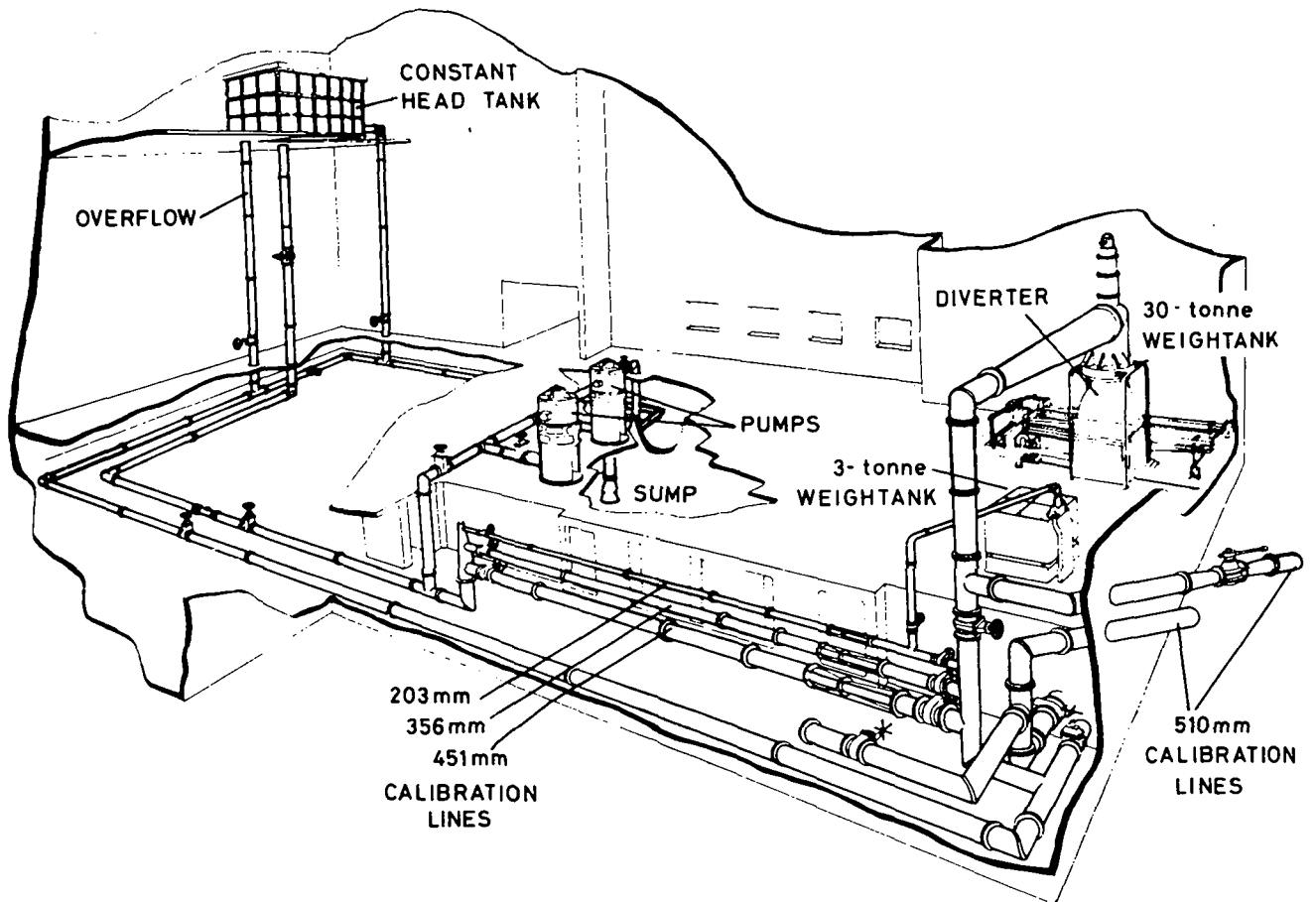


FIG 4 NEL 30-tonne WATER FLOW SYSTEM

weighing method, recommends  $1,5\text{m}^3/\text{s}$  as the upper limit for the flowrate through a calibration system for practical reasons. It emphasises the importance of ensuring that the pipe system is running full, so that the conditions are steady and also that the mass measured in

the weighbridge is identically linked to that flowing through the device on test during the diversion time.

Both static and dynamic weighing systems have been designed successfully but the latter are not often built nowadays. Fig. 4 illustrates the standard static

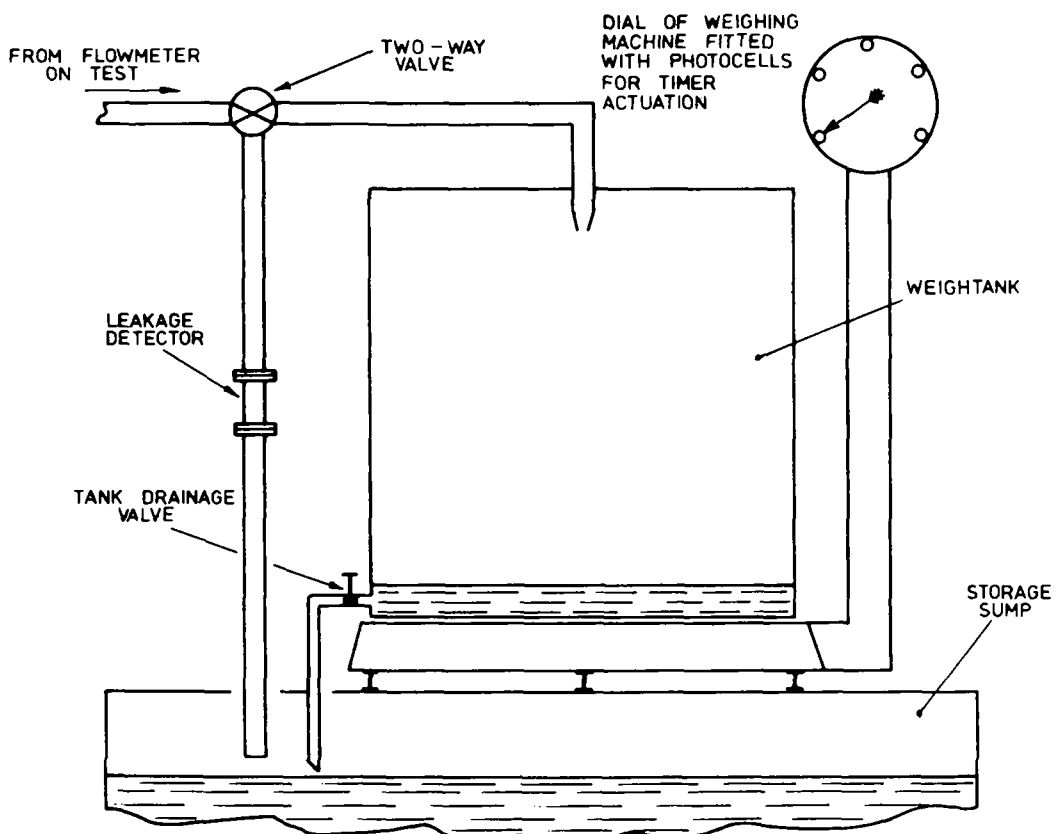


FIG. 5 CALIBRATION RIG WITH DYNAMIC WEIGHING SYSTEM.

system as used at NEL. Initially, the tank is weighed when empty or near empty under static conditions, the flow of water being diverted so that it does not enter the tank. The flow of water is then switched to fill the tank for a measured time interval and then the tank and contents are allowed to settle before the final weight measurement is taken. The difference of the gross (final) and tare (initial) weights gives the weight of water collected and this can be converted to mass by taking into account buoyancy effects. A second conversion taking into account temperature and the specific density of the water can be used to give the volume diverted. The quantity in mass or volume terms divided by the diversion times gives the required mean flowrate during the diversion period. Alternatively if the device being calibrated has a quantity output then this can be compared directly with the quantity actually measured.

An example of a dynamic system is shown in Fig. 5. No diverter is required since a dump valve in the base of the tank allows the water to return to the sump under normal conditions. When this valve is shut the weight of water in the tank increases until a set minimum weight is reached. At this point a timer is started and a known counterbalance weight added to the weighbridge system. When the tank is filled to this new weight the timer is switched off and the dump valve opened. The tank then drains ready for the next test point.

A leaking dump valve will introduce errors just as will the presence of vapour or air locks. Similarly there must be no significant temperature changes round the circuit. Another practical difficulty frequently experienced in systems with control valves and diverters at the end of the pipeline is that splashing and/or air entrainment takes place. A back pressure of 20 000 Pa is recommended to avoid this problem.

An alternative to the dump valve is the use of an emptying pump. This should be of the self-priming type since it is important that there should be no resiphoning

of water back into the tank: hence there must be a positive break between the water in the tank and the highest point in the emptying pump circuit. This raises another possible source of error in that there must be no transfer of stresses, for example through electric cables or pipe connections, to the weighbridge system.

Timer systems are capable of very precise readouts. Quartz timers giving readings to 0,0001 second are relatively easily obtained even though a discrimination of 0,01 second would be adequate if the recommended minimum diversion time of 30 seconds is adopted. It is fatally easy to assume that the overall accuracy of measuring the diversion time is as good as the timer's own accuracy. That the uncertainty must be greater than this and may in fact be an order or more greater arises from two sources. The diversion time must be measured from the neutral position of the diverter's movement through the jet. If it is not so measured a systematic error is introduced and as tests in the past at NEL have demonstrated this position need not be the geometric centre of travel of the diverter. Secondly the triggering device must have no hysteresis which would give a different effect at starting and stopping. Devices based on mechanical microswitches for example have been found to give significant timing differences.

Two methods of checking the consistency of the diverter system are given in the Annexes to ISO 4185, one having been evaluated and in use at NEL for more than 20 years. Certification of the weighbridge at regular intervals; measurement of the water temperature to better than 0.5°C; checking the specific density especially if chemical corrosion inhibitors are added, and other precautions are listed. Their implementation is essential before the overall accuracy of the calibration facility can be estimated (see Section 4.3).

## 4.2 Volumetric systems

With volumetric rather than weighing systems a

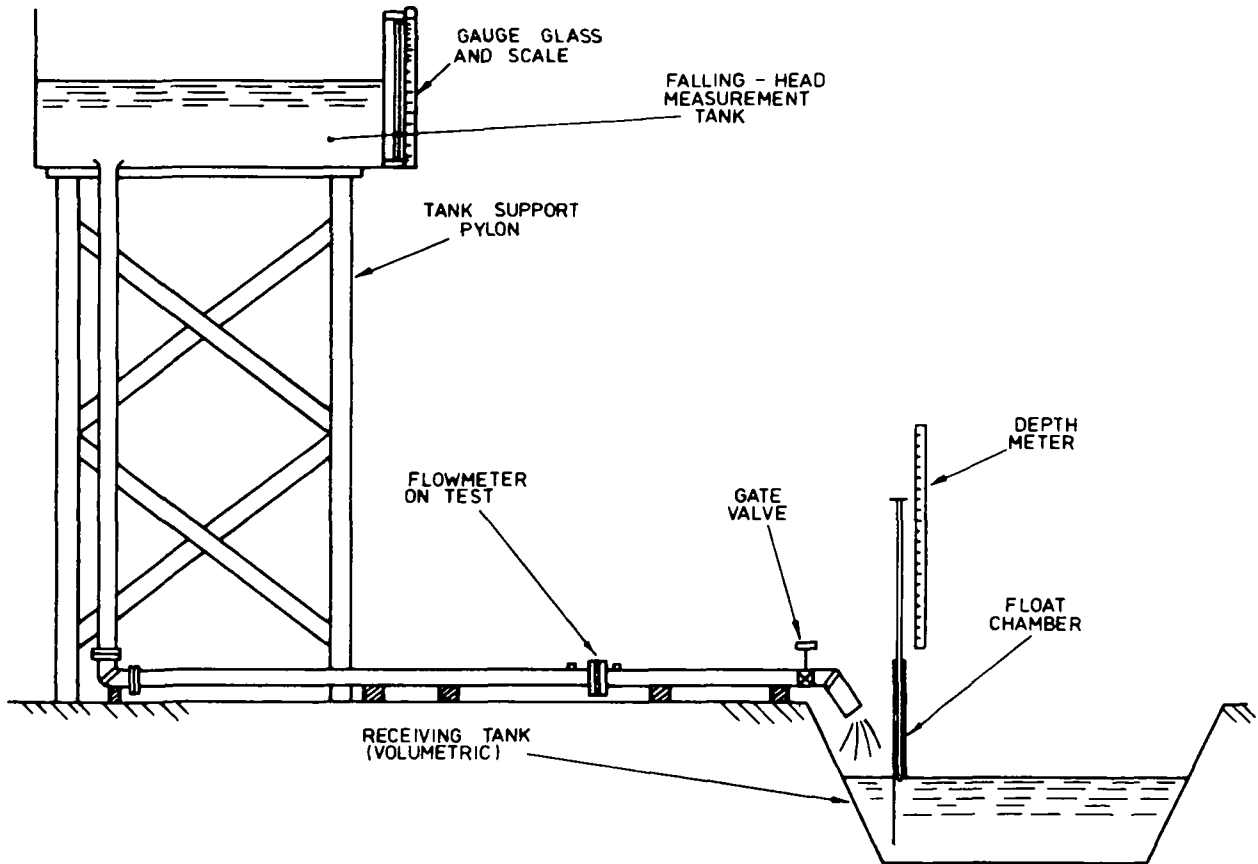


FIG. 6 SCHEMATIC DIAGRAM FOR CALIBRATION SYSTEMS WITH EITHER UPPER OR LOWER VOLUMETRIC MEASURING TANK.



new design approach can be adopted in addition to designs similar in most respects to those adopted for the weighing method. The weighbridge with its collecting tank is situated at the end of the test facility downstream of the device in the test-line; it would be quite impractical at the flowrates being considered here, to weigh all the water to be pumped round the circuit or to position the weighbridge at the upstream end.

It is not difficult however to use the header tank in the system as a volumetric measure by changing it from a constant-head tank to one where the level is allowed to fall once the test measurement is underway.

In its simplest form the height of water in the header tank is recorded continuously or at specified levels against time (Fig. 6, upper left). Since the static head in the system is steadily decreasing as the level falls so the flowrate will be correspondingly decreasing through the flowmeter on test. If the response time of the flowmeter is fast then the effects of these changing conditions will have little effect on the calibration results. With pressure difference devices like orifice plates and nozzles a significant time phase shift can however occur between the moment of passing the level indicator and the readout from the manometer or its equivalent.

Few systems now exist based on this simple form but a number have been built which utilize a control valve at the downstream end of the system. A reference flowrate indicator or even the device on test (though use of this is to be discouraged) can provide a feedback to correct the control valve position so that a constant flowrate through the system is maintained.

When the change of water level between the beginning and end of the test is small, the effect of the change of head on the flowmeter performance will similarly be small. This would be true, for example, if the header tank had a large surface area and was

installed high above the calibration test-line. Such a solution however brings its own problems since the sensitivity of level measurement must then be many times greater. Often also the tank is situated high up external to the building housing the test facility and is subject to day and night temperature variations.

Another upstream solution design which has been adopted recently overcomes the difficulty that the test time with a header tank of the kind described above will be limited to the relatively short period at the maximum flowrate for which steady conditions can be achieved. Instead of a header tank with a downcomer pipeline to the test section a circular cross-section tank is built for the full height, Fig. 7. The volume of water which can be stored is greatly increased and it is structurally more straightforward.

In combination with a programmed control valve which can utilise the falling head in the tank to give a series of three difference phases, a high, a medium and a low flowrate can be sustained for sufficient periods to enable three test points to be obtained for the simple emptying of the tank. It is estimated that an accuracy of  $\pm 0.1$  per cent is being obtained with flowmeters up to 2000mm in diameter and it is planned that 3000mm diameter meters can be tested in this facility.

The more conventional use of volumetric tanks follows the pattern already described for the weighbridge systems in Section 4.1 with one important variation. Instead of weighing the water in the tank its level at the beginning and end of the diversion period can be determined. Previous calibration has been used to relate the water level to the volume in the tank (Fig. 6, lower right). It has the advantage like the static weighbridge system that it can be used to measure different amounts, the time of diversion being measured similarly to the way described earlier. The taller the tank is in relation to its cross-sectional area, the greater will

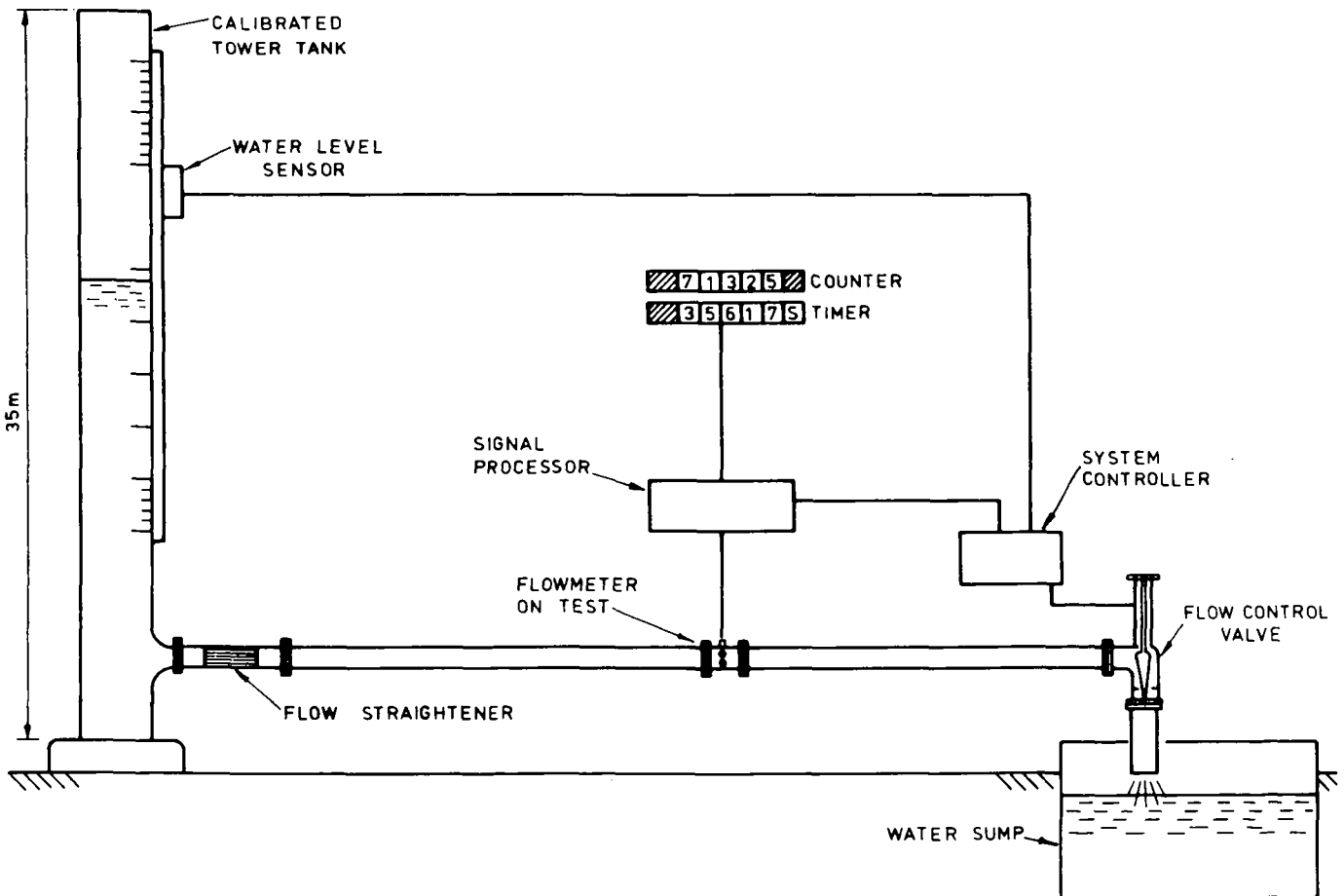


FIG 7 FALLING HEAD CALIBRATOR WITH PROGRAMMED FLOW CONTROL VALVE

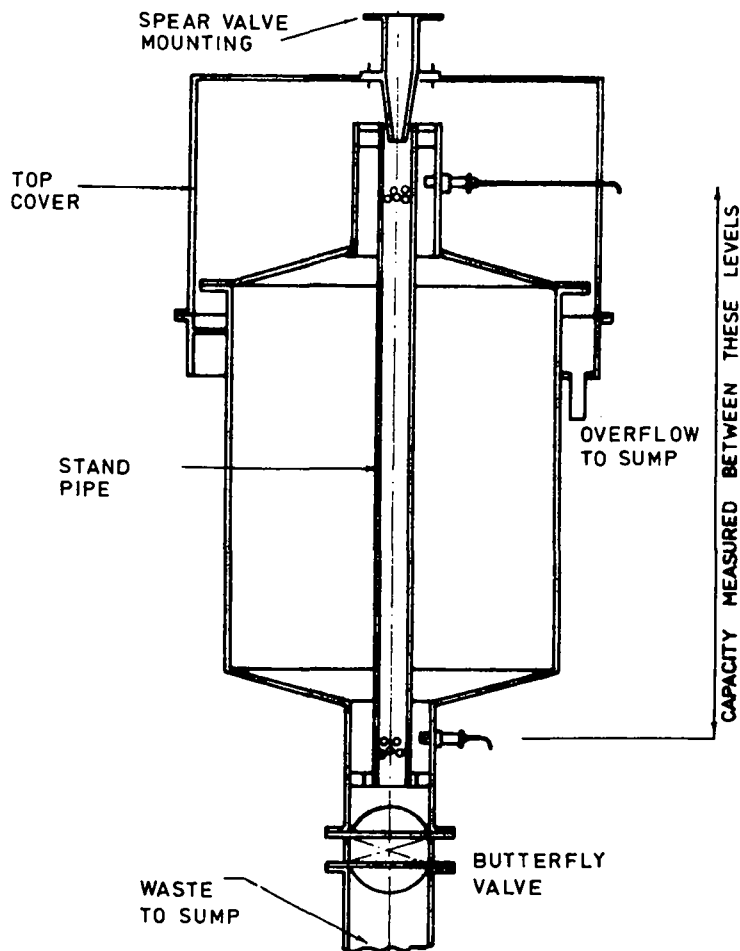


FIG 8 PIPETTE - TYPE VOLUMETRIC FLOW CALIBRATOR

be the potential accuracy of measurement, since level gauges have a limited discrimination and, even with two or three around the tank, taking a reading to better than 1mm is extremely difficult.

Incidentally a disadvantage of volumetric methods compared to weighing is that the former need a longer settling time before measurements can be made. An alternative design of volumetric tank is based on the pipette which has been used for a very long while in legal metrology for accurate determination of small glass measures and in the calibration of the normal volume tanks. This volumetric tank, Fig. 8, has a large cross-sectional area over most of its length but tapers at top and bottom to relatively narrow necks. The change in level in the neck can be one hundred or so times greater than that in the main part of the volumetric tank. As a result the volume difference between scales in the lower and upper necks can be calibrated much more accurately.

The equivalent dynamic use of the volumetric tank is to close a dump valve at the bottom of the tank and measure the time taken for the water to reach specific levels in the lower and upper necks. Various ways have been developed to detect the level (Reference 9). By filling from below the lower neck splashing and aeration are avoided (see Fig. 8 for a variation of the normal design).

By introducing a diverter below the tank which can be rotated from discharging to the sump to directing water into the tank, filling can be started with an empty tank. When the level rises in the upper neck the timer can be stopped as the diverter is switched back. After settling, the volume diverted can be measured before the tank is emptied back into the sump.

An inevitable disadvantage arising from filling from below is that the static head in the system changes

as the level rises so once again leading to a decreasing flowrate over the time of diversion. In addition it is almost impossible to balance the pressure in the pipeline upstream of the diverter before and after switching so that a jump can occur in the flowrate at the moment of switching. While this may not produce any serious errors when quantity meters are being tested, since constancy of flowrate is not so critical, it has a major effect in the calibration of flowrate meters.

#### 4.3 Test rig accuracy and repeatability

ISO 4185 gives guidance on the overall uncertainty which can be expected to be achieved with weighing systems if properly designed, maintained and operated. The various sources of systematic and random uncertainty are enumerated. With considerable care the combination of all the systematic sources of error may be brought to within  $\pm 0,1$  per cent with statistical 95 per cent confidence limits.

It must be remembered however that an estimation of possible systematic bias in any measurement is necessarily only an informed guess. If the amount of bias were known then it should be taken into account and a correction made. Also the estimation will not be positively checked with any greater confidence by repeating the assessment already made though it is certainly always wise to make such checks.

The only methods which can be used to establish extra proof are by carrying out an independent inter-comparison with other laboratory facilities of the same standing or by following a sequence of traceability quite separate from that used previously. A second timing system for instance would have to be incorporated using a different set of principles, an independent weighbridge check and so on. Even then the desirability of an

intercomparison with another facility using a transfer standard remains unanswerable because this is the only effective way of checking the dynamic behaviour of the calibration facility.

All the above checks must be made at a number of different flowrates over the full range of the equipment since it has been found frequently that accuracy, repeatability and reproducibility vary over the range.

Another committee in ISO/TC30 is responsible for drafting general standards on the assessment of the uncertainties in flow measurement in collaboration with experts from the Open-channel Flow Measurement Technical Committee of ISO/TC113. The first of its international standards is ISO 5168<sup>10</sup>.

There is no unique mathematically acceptable way of combining uncertainties arising from systematic and random causes. As stated above intercomparisons with other facilities can provide a better estimate of the combined systematic differences but an extensive study is required to identify and allocate the amounts appropriate to each of the test facilities being compared<sup>11</sup>.

The random uncertainty for a single calibration test point or for the determination of a calibration curve can be calculated from the sets of readings obtained on the individual test facility by repeating the calibration a number of times.

The preferred way to combine these various sources of uncertainty is given in ISO 5168 for single measurements, while a draft international standard dealing with calibration curves is now being processed by the ISO Headquarters in Geneva<sup>12</sup>.

It will be appreciated from the many points referred to above that the achievement of a level of overall uncertainty on flowrate measurement, being a combination of systematic and random sources, of  $\pm 0,1$  per cent has rarely been substantiated to the authors' knowledge in any large calibration or test facility. On the other hand quantity measurements to this and higher levels of say  $\pm 0,05$  per cent are believed to have been achieved, though again care is required.

#### 4.4 Flowmeter calibration accuracy

The assessment of the accuracy of a flowmeter reading is not made solely on the basis of the estimation made in Section 4.3. Two additional factors must be taken into consideration.

The first of these is the repeatability and reproducibility of the flowmeter itself. However good the calibration facility may be, if the readings of the flowmeter on test cannot be made accurately and are not repeatable then these will control the level which can be achieved.

To take an absurd case as an illustration, let it be supposed that the volume of water diverted is  $10\text{m}^3$  and this is measured to within an uncertainty of  $0,005\text{m}^3$ . Suppose however that the register on the readout of the flowmeter on test is in  $0,1\text{m}^3$  so that the readings taken at the beginning and end of the diversion are each to no better than 1/10th cubic metre. Each test point would then at best give a result to within  $\pm 1,4$  per cent  $\{(1^2 + 1^2)^{1/2}\}$  and hundreds of test points would need to be taken if the overall uncertainty were to be statistically reduced to a figure of around  $\pm 0,25$  per cent; and this would apply for every different flowrate to be tested to establish the calibration.

So the uncertainty relating to the flowmeter itself must be added to that of the calibration facility.

The second source of additional uncertainty lies in the use of the flowmeter in its own permanent installation. In Section 3.2 the point was made that large flowmeters may have to be calibrated in test configurations different to those on site. Apart from velocity and turbulence distributions there can be other

factors which may influence the performance of the flowmeter. The temperature of the water flowing when the meter is in use, the pressure, specific density and so on can be measured at site as well as during the laboratory calibration but unless data have been accumulated to predict accurately what effects these may have to well within the uncertainty levels, then additional amounts must be added.

Indeed it is almost certain that the potential  $\pm 0,2$  or  $\pm 0,25$  per cent achieved in the laboratory calibration will be swamped unless all these factors have been taken into account in the calibration, and in the site layout and instrumentation.

## 5. Site calibration

In the last section the hazard of assuming that a laboratory calibration can completely solve the demand for high accuracy of flow measurement has been highlighted. This is an adequate solution if the operational conditions can be faithfully replicated in the laboratory or if the effects of any differences are known precisely. All too often these conditions are not met and indeed these effects become increasingly difficult to predict as the pipe size and flowrate increases.

The alternative is to calibrate the flowmeter after it has been installed. It has to be realised however that this solution is rarely an easy one and can be expected to be expensive. It is not easy because special equipment will need to be brought to the site and installed in the pipeline. Normal use of the pipeline will be interrupted while the tests are arranged and carried out. In addition to these factors the cost is necessarily high because an expert team will be required to make the measurements and the analysis. Nevertheless such a solution can well be worth while if the flowmeter is at a crucial control point or is being used as a custody transfer monitor for charging. Indeed it is the only way by which measurements can be checked in large-scale flowrates of over  $2\text{m}^3/\text{s}$ .

Bossy, Guillaume and Damez<sup>1</sup> have described some of the methods which have been developed for this purpose so that it is only necessary to extend the review of these briefly.

### 5.1 Volumetric methods

First, however, reference must be made to the possibility of using the natural reservoir or artificially created basin installed as part of a water supply scheme. In a pumping scheme, for example, such a basin may be built as a holding pond while clearly reservoirs and holding tanks are a necessary part of the balancing required in the scheme. Whether they are upstream or downstream of the metering station, such volumetric capacities may be used in a similar way to the methods described in Section 4.2.

It has to be remembered that the usual layout is that such reservoirs and basins have a large surface area relative to their depth. Hence, say, a difference in level of 1-2m will represent a very considerable volume of water. Since the difficulties in measuring the mean water level of a large surface area are considerable it is important not to overestimate the confidence in such measurements. Stilling chambers may be used and readings obtained of, say,  $\pm 2\text{mm}$  or better but it is unlikely that they will be near this in absolute terms except under very calm conditions. Indeed even very light winds can cause build-up so that it is essential to use a number of level measuring sites around the basin.

Other factors to be taken into consideration are evaporation, leakage and inflow. In each case careful tests must be carried out to assess the contributions to the overall uncertainty from these causes. Indeed the practicality of ensuring that the flow into or out of the

basin is exclusively the same as that through the metering station has led to difficulties in the use of this method.

A survey of the basin to obtain an accurate measurement of the cross-sectional areas at many different levels over the height through which the water will rise or fall must be carried out. It is certainly not sufficient in the authors' experience to rely on measurements taken from the plans and drawings of the basin and clearly in the case of natural reservoirs the ordnance survey maps are inadequate for this task.

Nevertheless good results may be obtained and the authors are aware of calibrations and investigations<sup>13</sup> which have resulted in a confidence level of  $\pm 1$  to  $1\frac{1}{2}$  per cent being claimed in the accuracy of the results obtained. It would be wise, however, to set the figure at  $\pm 2$  per cent or more if the surface area is large (greater than  $10000\text{m}^2$ ) or the volume/depth ratio is more than 1000.

## 5.2 Tracer methods

Various techniques based on the dilution method have been in use for more than a century. They have been rationalised in national codes and eventually presented in an ISO Standard<sup>14</sup>. Other parts of the same standard cover the transit time technique in which the mean velocity of the flow in the pipeline is determined. All these techniques were originally developed to measure large water flowrates and so are particularly suitable for the field calibration of flowmeters.

In the constant rate injection method a concentrated tracer is injected into the pipeline at a steady rate which is continuously being measured. As the tracer mixes with the water its concentration is reduced by dilution until a point is reached where thorough mixing has taken place. Thereafter the concentration at all points in the cross-section will be the same and samples can be taken.

The flowrate is determined from the equation

$$Q = q \left( \frac{C_1 - C_2}{C_2 - C_0} \right)$$

where  $Q$  is the rate of flow being measured,

$q$  is the rate of flow of the tracer solution,

$C_0$  is the initial concentration of the tracer in the water prior to injection,

$C_1$  is the concentration of the tracer itself when injected, and

$C_2$  is the concentration of the mixture at the sampling station.

A significant advantage is that it is not necessary to know the geometric dimensions of the pipework since the flowrate is measured directly. The long lengths of pipeline in a water supply system are also an advantage. The mixing length can be reduced by any disturbances which promote mixing. Hence injection upstream and sampling downstream of a pumping station can reduce the required length from say  $150D$  to less than  $30D$ .

Under good conditions and by sampling at a number of points in two cross-sections so that adequate mixing can be demonstrated, the overall estimation of the uncertainty on a flow measurement should be within  $\pm 1.5$  per cent. Claims to better than this have been made and substantiated but the more pessimistic figure of  $\pm 5$  per cent given by Bossy et al must relate to a simplified version of the technique.

The constant rate method ensures that a steady condition is achieved which can be checked by the constancy of the samples taken in the central plateau of the injection period. The sudden injection method on the other hand is based on injecting a known amount of

tracer into the stream and integrating the concentration/time distribution obtained at the sampling station. Thus

$$Q = vC_1 \left\{ \int_{t_1}^{t_2} (C_2 - C_0) dt \right\}^{-1}$$

where  $v$  is the injected volume and  $(t_2 - t_1)$  the time from before the injected cloud arrives at the sampling point until after it has passed. It is less frequently used and the probable accuracy is lower than with the more controlled constant rate method.

The third method, which was developed in the USA in the 1920s by Professor Allen, is the transit time method. The variation in the conductivity of the water was detected at two downstream stations when a sudden shot of concentrated brine solution was injected into the pipeline. If the volume  $V$  between the two cross-sections is determined and the times for the peak variation of the brine are recorded then the flowrate

$$Q = \frac{V}{t}$$

The geometric dimensions of the pipeline have to be accurately measured but the injection and sampling stations can be closer together and individual test runs can be completed quickly since the next injection can be made as soon as the preceding cloud has passed the second sampling point.

Accuracies of  $\pm 1$  to  $\pm 1.5$  per cent are claimed using 5-10 injections for each determination of the flowrate. The assessment of the centroid of the rising and falling trace of the conductivity graph was earlier very subjective but analytical studies have been made to permit determination based on prescribed rules.

Modern developments of all three methods use radioactive tracers which reduce considerably the amount of tracer to be carried to the site and, with sophisticated detection equipment, permit rapid analysis. It would be wise, however, to retain a figure for accuracy of no better than  $\pm 1$  per cent unless very detailed studies are made.

## 5.3 Velocity integration methods

The other main group of methods used for field flow measurements is based on the determination of the local velocity at a number of points in a cross-section whose area has been accurately determined. The integration of these velocities gives the mean velocity in the cross-section which when multiplied by the area  $A$  gives the flowrate; that is

$$Q = A \int v dt.$$

The local velocities can be measured with a number of velocity meters set up at selected positions usually by mounting them on a supporting cross within the pipeline or by traversing the pipeline with one or more meters. The fixed system is more complicated to install but can then characterise the whole of velocity distribution in the pipe at the same instant. Traversing on the other hand can be carried out without dewatering the pipe. With traversing it is necessary, however, to have a separate reading of the total flowrate for each local setting of the traversed meter so that each reading can be corrected for changes in the flowrate over the period of the traverse.

Though laser velocimeters could be used the authors have not seen any published results for pipelines over about  $750\text{mm}$  in diameter. Below this size

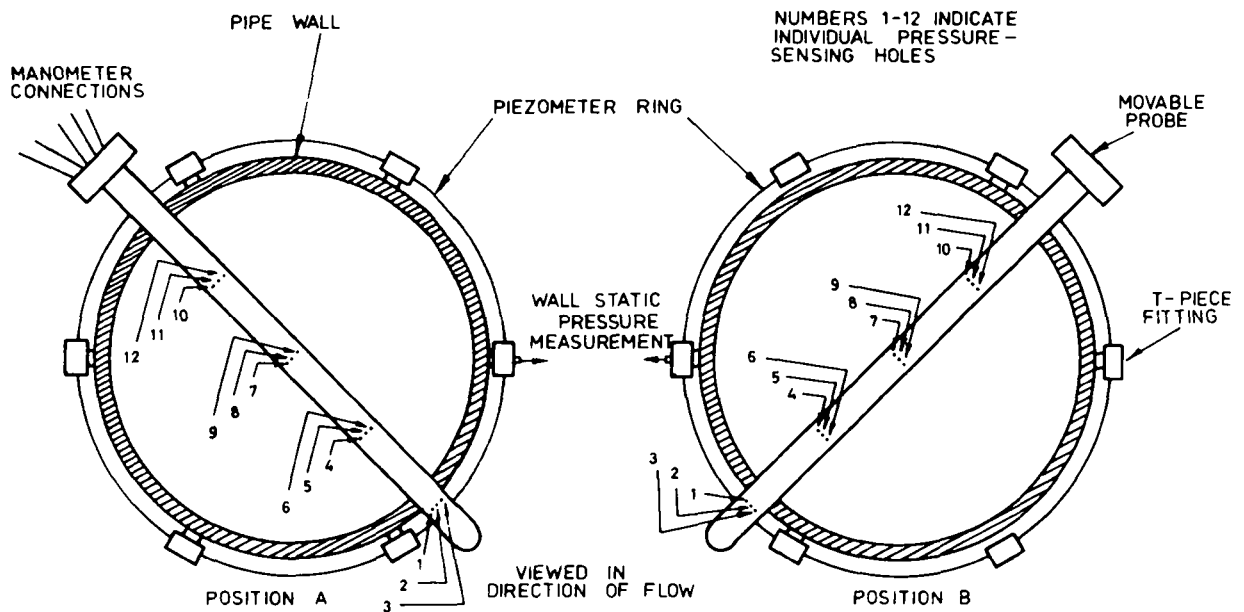


FIG 9 DIAGRAM OF BEAM -TYPE TRAVERSING PROBE

reasonably robust equipment which could be set-up in the field could be expected to give results as accurate as with the more conventional velocity meters. Their advantage is that no equipment is required inside the pipeline but bosses with windows must be mounted on the pipe for their external installation.

The various types of velocity probes in common use include pitot tubes, currentmeters and insertion meters. Among the latter are small turbine meters and even small electromagnetic sensors while a whole range of pitot tubes has been designed. Figs 9 and 10 illustrate a beam-type traversing probe with multiple sensing positions which result in a diametral survey being completed in a shorter time than with a single set of sensing holes. The standardisation procedures for the

use of pitot tubes and currentmeters are given in References 15 and 16.

These standards draw attention to the need for more complicated integration techniques than described in the early versions where the tangential rule was considered adequate. Either the local velocity measurements can be made at specified locations in the cross-section or the measurements can be made at the tangential rule points or at regular intervals across the diameters and equations used in the computation which take account of the log-linear nature of the velocity profile in a pipeline.

It has been shown<sup>17, 18</sup> that more accurate results are in general obtained when, for the same number of locations, the measurements are made on a larger



FIG 10 BEAM -TYPE TRAVERSING PROBE AS MOUNTED FOR SURVEY OF THROAT OF VENTURIMETER IN 1220 mm PIPELINE

number of diameters. Thus four points on each of six radii regularly disposed round the circumference are found to be more effective than six points on each of four radii.

It is less easy than with the constant rate injection method to make subsidiary studies to assist in the assessment of the overall uncertainty but from an examination of the variation of the individual readings from those which would be obtained in fully-developed flow conditions a judgement can be made. Overall accuracies of  $\pm 1$  to  $\pm 1.5$  per cent can be expected if the conditions specified in the standards are strictly complied with.

## 5.4 Ultrasonic flow measurement

The ultrasonic flowmeter is a modern development following earlier efforts to use the Doppler effect for the measurement of velocities. The frequency of sound waves is increased when they are reflected from a moving object approaching the sound source and the velocity of the object can be deduced. A similar phenomenon occurs when the sound waves are flowing with or against the direction of the fluid through which the waves are travelling. The time and frequency measurements of the 1950s versions were not accurate enough to produce a flowmeter competitive with the conventional ones available at the time. Advances in the past decade in electronic equipment coupled with novel ways of overcoming the triggering and tracking between the transducers have led to a variety of commercial equipment having become available in the past few years.

As a 'conventional' flowmeter, the equipment is based on single-path systems. Many variations are available especially in the smaller pipe sizes. The probable accuracy of the meter is listed by Bossy, Guillaume and Damez' in their table.

In the applications described here, when the method is being applied to the calibration of other flowmeters, multipath ultrasonic flowmeters are generally used. Their price may range up to £40 000 so that they do not enter the market for common usage. In the context of very large water flows however such a cost can be justified.

Once a suitable location has been found and bosses installed on the pipeline the ultrasonic transducers and the ancillary equipment can be assembled for a series of

tests and then dismantled and used at other locations. Thus the one composite metering system can be used to calibrate any number of permanently installed flowmeters and to recalibrate them at periodic intervals.

Fig. 11 shows how a multipath system operates. The common selection of the four paths based on the Gaussian principle (like the tangential rule for velocity integration methods) can be refined to take into account the normal velocity distribution in the pipeline. The mean velocity of travel between the transmitting and receiving transducers across the sound path is measured and since this path traverses a chord of the cross-section suitable weighting must be given to the corresponding total circumferential areas involved since otherwise the central high velocity region would be dominant in the assessment.

Accuracies of  $\pm 1$  per cent and upwards have been claimed on the basis of some careful evaluations in laboratory conditions, including studies of the effects of upstream disturbances. It is anticipated that work on an international standard will soon be justified which would prescribe the conditions for such achievements by normal users of this method.

## 5.5 Discussion

Attention has been focussed on these four principal methods of measuring the flowrate and examples given of their application. In the first two the mean velocity or flowrate in the whole pipeline is detected, in the third a number of individual velocity measurements distributed over the cross-section are integrated, while in the fourth, one or more measurements are made of the mean velocities over a line across the cross-section and the overall mean found by using a calibrating factor or weighting equation.

Fundamentally, the first two methods are capable of the greatest confidence since the whole cross-sectional velocity distribution is capable of being assessed. However the other methods have their devoted adherents who may in certain circumstances show that their method has given a more correct answer.

Suffice it is to say here, however, that whenever major field trials of these and other methods, such as the Gibson pressure/time method, have been carried out it has been found that unexpected discrepancies have occurred which leave the authors convinced that the uncertainty estimates do not account for all sources of

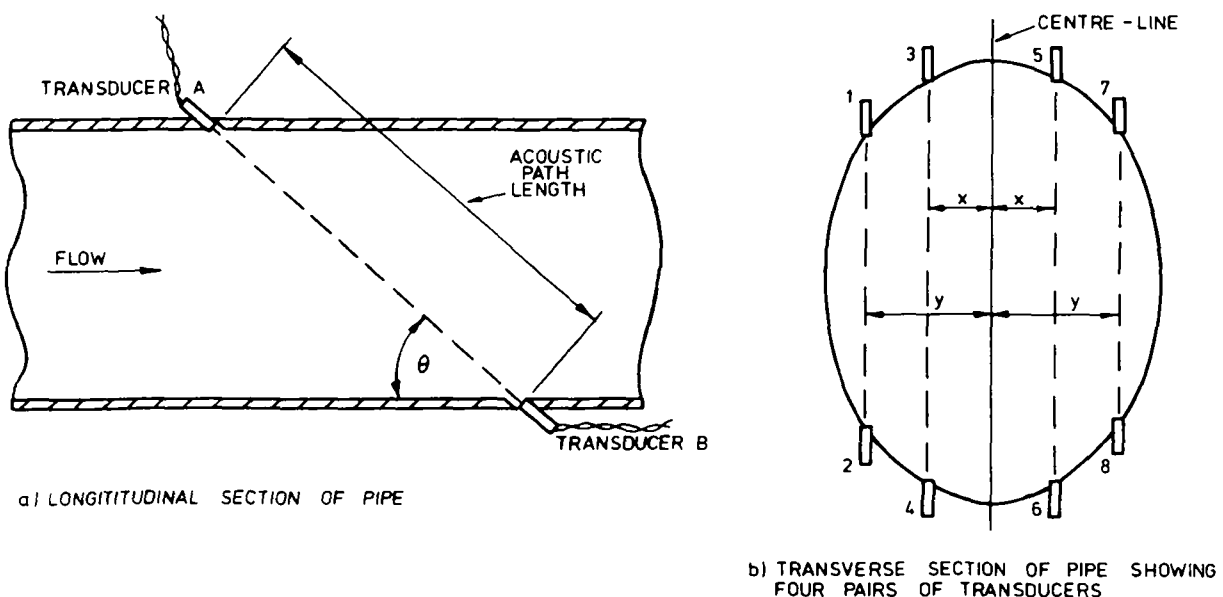


FIG. 11 ORIENTATION OF TRANSDUCERS IN MULTI-PATH ULTRASONIC FLOWMETER.

error. NEL has been involved in a number of such comparative programmes<sup>13, 19</sup> where different well-established methods were used in the same pipeline by teams from other organisations as well as NEL. It is wise to accept claims of better than  $\pm 1$  per cent only after an exacting examination has been made of the data obtained, and to seek more than one traceability linkage for each critical section of the uncertainty analysis.

## 6 Conclusions

Measurements of large flows in the water supply industry are economically important for future planning, proper usage and control and for costing purposes. All too often the recognised need for flow measurement is not accompanied by a full understanding of the results of poor selection of the location and/or the flowmeter. Bad measurements lead to subsequent wrong decisions or to over- or under-charging, so that it is important to ensure that a realistic assessment is made of the level of accuracy required and then that a reasonable estimate is made of the uncertainty in the measured results.

While adherence to the above precepts can lead to confidence in the measurements made at the time the assessment was made, it has to be remembered that this is not a guarantee that the same level of accuracy will continue to be achieved for the subsequent life of the flowmeter barring breakdowns. The internal deterioration of the flowmeter can go undetected or changes be made to the installation for example by increasing the flowrate which will result in the performance of the flowmeter being affected. The authors are aware of instances where no possibility exists for shutting down or re-routing the flow without catastrophic consequences and recommend that such eventual needs be taken into account in the design of metering stations.

It is believed therefore that normal operational levels of accuracy are in all probability of the order of  $\pm 5$  per cent but that this level could be brought to  $\pm 2$  per cent by making optimum use of the commercial flowmeters which are at present available and ensuring that good maintenance is both possible and is carried out.

Higher accuracy levels than this can only be obtained if expensive equipment, substantial time and effort, highly expert staff and frequent checks are available. This depends either on calibration in a laboratory prior to installation, which is generally possible, or on field calibration, or both. Field calibration is in any case necessary for flowrates over  $2\text{m}^3/\text{s}$ .

## Acknowledgement

This paper is presented with the permission of the Director, National Engineering Laboratory, UK Department of Industry. It is British Crown copyright reserved.

## References

1. Bossy, G., Guillaume, J. and Damez, F. The measurement of large flows in closed conduits. IWSA Congress, Paris, 1980.
2. Hutton, S. P. Water metering and water meters. Report No 3. IWSA Congress, Berlin, 1961.
3. Spencer, E. A. Flow standards—past and present. Paper 0-2. IMEKO Symposium on Flow Measurement and Control in Industry, Tokyo, Nov. 1979.
4. International Organisation for Standardisation. The measurement of conductive fluid flow in pipes by means of electromagnetic flowmeters. ISO Technical Report (Doc. 311), Geneva, ISO (due to be published 1980).
5. Japanese Standards Organisation. Method of flow measurement by electromagnetic flowmeters: Japanese Standard JIS Z 8764. Tokyo: Japanese Standards Organisation, 1975.
6. Verein Deutscher Ingenieure. Electromagnetic flow measurement VDI/VDE 2641, November 1978.
7. British Standards Institution. Electromagnetic flowmeters. BS 5792: 1980.
8. International Organisation for Standardisation. DIS 4185. Draft standard method of measurement of liquid flow in closed conduits—weighing method. Geneva: ISO, 1978.
9. Hunter, J. J. A liquid level detector and timer for use with a volumetric calibrating tank. *Instrum, Pract.*, 1961, **15**(1), 49-55.
10. International Organisation for Standardisation. Methods of measurement of fluid flow. Estimation of uncertainty of a flowrate measurement. ISO 5168. Geneva: ISO, 1978.
11. Levie, Mrs S. A., Clay, C. A. E., Miller, R. W., Spencer, E. A. and Upp, L. A study of inter-laboratory comparisons of calibrations of ten orifice plates. In *Dijstelbergen, H. H. and Spencer, E. A. (Eds). Flomeko 78—Flow measurement of fluids.* pp 253-265. Amsterdam: North Holland Publishing Co, 1978.
12. International Organisation for Standardisation. Assessment of uncertainty in calibration and use of flow measurement devices. DP 7066. Geneva: ISO, 1979.
13. Winternitz, F. A. L. Comparative flow measurements at Fätschbach power station. NEL Fluids Report No 92. East Kilbride, Glasgow: National Engineering Laboratory, 1960.
14. International Organisation for Standardisation. Measurement of water flow in closed conduits. ISO 2975. Tracer methods (comprising various parts). Geneva: ISO, 1974-1977.
15. International Organisation for Standardisation. Measurement of clean water flow in closed conduits—velocity area method using currentmeters. ISO 3354. Geneva: ISO, 1975.
16. International Organisation for Standardisation. Measurement of clean water flow in closed conduits—velocity area method using pitot static tubes. ISO 3966. Geneva: ISO, 1977.
17. Kinghorn, F. C. and McHugh, A. An international comparison of integration techniques for traverse methods in flow measurement. *La Houille Blanche*, 1977, (1), 49-58.
18. Salami, L. A. Experimental investigation into errors in the velocity area method of measuring asymmetric flows in circular pipes. *Fluid Flow Measurement in the mid-1970s.* pp 479-500. Edinburgh: HMSO, 1977.
19. Hutton, S. P. and Murdoch, G. B. Comparative flow-measurement tests at Finlarig power station. *Wat. Pwr*, 1962, **14**(10), 391-395; **14**(11), 438-444.

## Méthodes et moyens de contrôle des instruments de mesure

### Introduction

A l'occasion du 5e Congrès de l'Association Internationale d'Eau tenu il y a presque 20 ans, Hutton<sup>2</sup> a établi une synthèse des méthodes de mesure utilisées pour mesurer les débits d'eau Bossy et al<sup>1</sup> ont actualisé cette synthèse en ce qui concerne la mesure des grands débits d'eau en passant en revue les instruments et les techniques très variés qui existent actuellement. Il est évident que l'utilisateur désire disposer de mesures aussi précises que possibles, et ceci avec une assez bonne fiabilité. Ainsi, lors du choix d'un appareil de mesure, il ne faut non seulement prendre en considération sa précision, mais il faut se préoccuper également des travaux d'entretien et des pannes intempestives pouvant créer un certain nombre de problèmes.

La confiance dans la précision de mesure d'un débit ou d'une quantité est donc d'une grande importance. La présente communication a pour objet de décrire les moyens permettant d'établir cette confiance.

### Systèmes de mesure

Il est à noter qu'il faut faire une distinction entre les mesures de débit utilisées aux fins de contrôle et les mesures de quantité servant à la facturation de l'eau. Il en résulte des types différents de dispositifs de lecture et l'emploi de techniques différentes pour la vérification des appareils de mesure.

Les techniques de vérification dépendent dans une très large mesure de la grandeur des débits en cause, le seuil de débit au-dessus duquel il n'est plus guère possible d'obtenir de bons résultats en laboratoire pouvant être fixé à environ 2 m<sup>3</sup>/s. Au-delà de cette limite, on procède généralement à des contrôles in situ. Dans les cas où ce contrôle in situ n'est pas praticable, on peut faire, moyennant certaines précautions, des contrôles en laboratoire à des débits plus faibles tout en faisant des extrapolations. Lors de l'application de cette méthode, on se heurte parfois à des difficultés d'ordre pratique du fait de la différence de diamètre entre le système de tuyauterie et l'instrument de mesure.

### Débitmètres électromagnétiques

L'étude de synthèse présentée par Bossy<sup>1</sup> comprend les débitmètres électromagnétiques, qui ont été largement utilisés au cours de ces vingt dernières années. Des normes nationales et une recommandation ISO concernant ce type de compteur ont été publiées. Des recherches sont en cours pour déterminer de façon plus rigoureuse l'influence de perturbations situées en amont.

La communication a trait aux précautions devant être prises lors de l'installation et de l'exploitation des débitmètres électromagnétiques. Il est à souligner que l'étalonnage 'au sec', tout en étant une aide utile, ne peut avoir la même fiabilité que l'étalonnage effectué au moyen d'eau.

Il importe que les conditions d'étalonnage reproduisent de façon aussi fidèle que possible les conditions réelles d'une installation. Il est entièrement possible d'obtenir un certificat d'étalonnage en

laboratoire indiquant que les résultats de l'étalonnage sont précis à  $\pm 0,25\%$  près ou meilleurs. Il faut cependant prévoir des moyens de ré-étalonnage du compteur de temps en temps pour que ce niveau de précision soit maintenu. Si l'on doit avoir recours à la méthode d'extrapolation dans le cas où les débits en exploitation dépassent les limites de la station d'étalonnage, ou si les conditions en amont sont différentes, la précision d'étalonnage peut s'altérer rapidement pour atteindre  $\pm 2\%$  ou davantage.

### Méthodes d'étalonnage des débitmètres

L'étalonnage d'un instrument de mesure sert pour l'établissement de ses caractéristiques métrologiques. Ceci est le cas lorsqu'un fabricant veut évaluer la qualité d'une nouvelle série de débitmètres ou spécialement lorsqu'il veut fournir un certificat d'étalonnage d'un compteur déterminé.

Toutes les méthodes primaires se basent soit sur des techniques de pesage, soit sur des mesures volumétriques, dont les auteurs donnent une description détaillée. On voit sur la Fig. 4 l'une des techniques de pesage équipant le laboratoire des auteurs du présent rapport, et dans lequel l'écoulement provenant d'un réservoir aérien, alimenté par des pompes à partir d'un puisard, se fait par gravité naturelle en passant par le compteur à essayer pour retourner ensuite dans le puisard par l'intermédiaire d'une soupape de commande. Il peut être détourné pendant un laps de temps déterminé au moyen d'un déflecteur dans un réservoir situé sur une bascule, que l'on pèse avant et après la période de déflexion. Par rapport au système statique décrit ci-dessus, la Fig. 5 présente, à titre d'exemple, une technique dynamique selon laquelle le pesage s'effectue au cours du passage de l'eau dans le réservoir.

La première d'une série de normes internationales ISO relatives à des méthodes d'étalonnage a été publiée et traite des techniques de pesage. La rédaction d'une norme consacrée aux méthodes volumétriques est en cours. Dans la gamme étendue de ces dernières méthodes, il est possible d'utiliser un réservoir volumétrique en amont du débitmètre. La Fig. 7 représente un exemple récent d'une installation servant à l'étalonnage des débitmètres électromagnétiques de diamètre allant jusqu'à 2000 mm.

### Etalonnage in situ

L'étalonnage in situ s'impose principalement dans les trois cas suivants:

1° lorsque les conditions d'installation sont différentes des conditions d'essai en laboratoires, ce qui a lieu notamment lorsque des éléments perturbateurs, susceptibles de modifier le régime d'écoulement, se trouvent au voisinage du compteur,

2° lorsque les dimensions du compteur et de la tuyauterie s'opposent à la réalisation de l'essai en



laboratoire, ou encore lorsque les débits sont plus élevés que la capacité de l'installation d'étalonnage. Il existe au monde très peu de méthodes primaires d'étalonnage où il est possible d'obtenir des débits de 1,5 à 2 m<sup>3</sup>/s;

3° lorsqu'il est nécessaire d'étalonner ou de ré-étalonner le débitmètre après son installation. Il ne faut pas perdre de vue que toute détérioration superficielle à l'intérieur de la conduite ou du compteur a une influence sur les caractéristiques métrologiques. De même, toute modification des conditions d'essai, telle que, par exemple, l'augmentation du débit ou l'introduction d'une pièce de jonction en T pour le raccordement d'un nouveau branchement, peut altérer les résultats de l'étalonnage effectué précédemment.

La communication décrit quatre types de techniques d'étalonnage: volumétrique, par traceur, par intégration des vitesses et par ultrasons. Les deux premières consistent à mesurer l'écoulement total passant par la conduite. La méthode par traçage fait l'objet de normes internationales, comme le font aussi la technique d'intégration des vitesses suivant laquelle on mesure la vitesse locale en un certain nombre de points de la section de la conduite en vue de calculer la valeur du débit total par intégration mathématique.

La quatrième technique citée consistant à mesurer une vitesse caractéristique le long d'une corde à travers la section d'une conduite et à combiner un certain nombre de ces mesures pour obtenir le débit total, est

d'origine relativement récente. Les faisceaux de mesure sont normalement au nombre de quatre. La caractéristique servant de base à ce principe est que la vitesse d'un signal ultrasonique transmis avec la vitesse d'écoulement de l'eau s'accroît, tandis que celle d'un signal allant à l'encontre du sens d'écoulement décroît. On voit sur la Fig. 11 la disposition des transducteurs.

Dans de bonnes conditions et aux mains d'opérateurs expérimentés, ces techniques peuvent être mises en oeuvre pour obtenir une précision de  $\pm 1$  à 1,5%.

## Conclusion

Alors que les niveaux opérationnels habituels de précision sont en toute probabilité de l'ordre de  $\pm 5\%$ , les auteurs sont convaincus qu'il est possible d'amener ce niveau à  $\pm 2\%$  grâce à une application optimale des types de débitmètres couramment disponibles sur le marché commercial, tout en s'assurant de leur aptitude à l'entretien et au dépannage. Des niveaux de précision plus élevés ne peuvent être réalisés qu'au prix de matériel onéreux, de temps et d'effort importants, de personnel hautement expérimenté et de contrôles fréquents. Ces niveaux dépendent soit de l'étalonnage en laboratoire antérieurement à l'installation du débitmètre, ce qui est en général possible, soit d'un étalonnage in situ, soit des deux. L'étalonnage in situ est en tout cas nécessaire pour les débits supérieurs à 2 m<sup>3</sup>/s.

# Comité international permanent sur la qualité et le traitement de l'eau

## International standing committee on water quality and treatment

---

**LIBRARY**  
International Reference Centre  
for Community W

### Les matières Contents

<b>Sujet 1</b> — Progrès dans les méthodes analytiques et l'équipement pour la surveillance de l'eau	Pages V2-V8
<b>Subject 1</b> —Advances in analytical methods and equipment for water control (O. I. Snoek, Pays-Bas-Netherlands)	
Résumé en français Summary in French	Pages V9
<b>Sujet 2</b> —L'emploi de radiations ultra-violettes comme méthode alternative de désinfection de l'eau potable	Pages V10-V15
<b>Subject 2</b> —The use of ultra-violet irradiation as an alternative method for disinfection of drinking water (J. A. Myrstad, Norvège-Norway)	
Résumé en français Summary in French	Pages V16
<b>Sujet 3</b> —Traitement contrôlé de l'eau dans le sol	Pages V17-V22
<b>Subject 3</b> —Controlled water treatment in the soil (R. Martinell, Suede-Sweden)	
Résumé en français Summary in French	Page V22

## Advances in analytical methods and equipment for water quality control

by O. I. Snoek

Head of the Laboratories of the Municipal Water Works of Amsterdam, Netherlands

### 1 Introduction

#### 1.1 General

The title of this paper was selected at a recent meeting of the Committee on Water Quality and Treatment from a long list of suggestions. The reason why this particular title was chosen lies in the general feeling that the number of contributions from an analytical point of view has decreased lately.

The quality of water is expressed in relatively few parameters. The analytical chemist of the laboratory of a Water Board should, by selective scanning, continually add new quality parameters to the existing potential, both to be able to identify hygienic problems – such as those related to haloforms and cadmium – and to avoid the situation of having no answer ready when people turn to him with questions.

Nowadays analytical chemists have the means to measure ever more pollutants in ever lower concentrations in ever smaller samples. This might have the effect that they tend to generate quasi-hygienic problems which subsequently are readily supported by toxicologists, since they too are eager to keep the “pot boiling”. Apart from the risk of automation turning into a hobby, this is a serious danger facing the analytical chemist.

In actual practice it is expected from the analytical chemist that no important hygienic matters will escape his notice and that he will be able to deal with any sensible question posed to him. On the other hand he should neither foster a baseless panic nor spend money and manpower on automation of analytical techniques that does not serve a useful purpose.

#### 1.2 Definitions

The term water quality control covers several different aspects:

- control of the water quality proper
- gaining an insight into the reliability of the analytical data
- measurement of the water quality

It is this last aspect of water quality control that will be discussed in this paper.

### 2 Advances in analytical methods

Water quality control has a very wide scope: it covers the entire area between the start of the water production and the tap in the house of the consumer. In this wide area we may distinguish four sections, each of which makes special demands and imposes specific standards on the analytical measurement methods:

1. the evaluation of the quality of the raw water;
2. the evaluation of the effectiveness of the water purification plant in its entirety and of each of the separate stages thereof;

3. the evaluation of the quality of the finished product;
4. the evaluation of the changes in the water quality during distribution.

For each of these sections a survey will be given of recent advances in analytical methods and equipment.

#### 2.1 Advances in analytical methods and equipment for measuring and evaluating the quality of the raw water

The raw material, that is the raw water, should be of such a quality that it permits the preparation of a wholesome and hygienically reliable drinking water without making excessive requirements in respect of the purification stages. The E.E.C. has made a list of quality requirements to be met by the raw water for the preparation of drinking water. These requirements comprise 46 quality parameters, the physical determination of most of which will present few difficulties to a properly equipped Water Board laboratory.

In regard to the raw material we would make a distinction between two types, each making specific demands on the approach to the quality measurement, namely surface water and ground water.

Surface water is subject to sudden variations in quality. For a proper evaluation of a number of aspects of the water quality the use of continuously operating analysers – monitors – is a necessity. As far as reliability is concerned the present generation of water quality monitors constitutes a great improvement over previous generations. Sensors for oxygen, chloride, nitrate, ammonia, turbidity, electrical conductivity and pH give good results and provide a picture of certain short-term variations in the water quality.

With ground water there is generally no question of rapid variations in quality and a lower frequency of analysis may therefore suffice. This low frequency, however, does not mean that we could relax our vigilance. On the contrary: point discharges of toxic substances that happened many years ago may travel through the soil over long distances and thus may reach the water in the wells in a high concentration without anybody noticing. Well-known are the many instances of pollution by tri- and tetrachloroethylene, bromo-organics and heavy metals such as nickel, selenium and arsenic. An extremely high risk is involved in a priori assigning a high quality to ground water: pollutants present in the soil may give rise to high concentrations of toxic substances in the water abstracted.

With ground water the frequency of analysis may be less than with surface water, but the water abstracted should be very thoroughly analysed in respect of a maximum number of quality parameters.

In most cases the analysis of the raw material will serve not only to make certain whether or not it is suitable for making into drinking water, but also to achieve an improvement of the quality of the raw material. To achieve this aim one should know the origin of the measured pollutants. Now we come across some-

thing strange when determining the nature and the quantities of pollutants of surface water. Mostly, those who discharge the pollutants are known and from checks on the permits given for the discharge of polluting substances it is precisely known what and how much is being discharged. But owing to the inscrutability of the rules and regulations governing society, these data – presumably with a view to protecting industry – frequently are kept secret and it is expected from the analytical chemist that he will perform “analytical acrobatics” in order to detect the nature and the quantity of the pollutant from the discharges diluted millions to milliards of times.

Fortunately, the analytical chemist has more than one string to his bow, and he now brings the whole of his inventiveness and acumen into effective action to trace the discharges. Thus it will become possible by persuasion, discussion and political pressure to achieve an improvement of the quality of the raw material for the drinking water.

One way for the analytical chemist to reach his aim is to extend his investigations beyond the analysis of the water flowing to the intake of the Water Board. This means that he himself should travel upstream and analyse water samples taken along the entire catchment area. Such an investigation has been made along the Rhine and the results were terrifying!

Another possibility is a very thorough analysis of the raw water for a certain period of time, with special emphasis on the organic micro-pollutants. The Grob closed-loop stripping method provides a picture of the relatively volatile organic micro-pollutants. Compounds

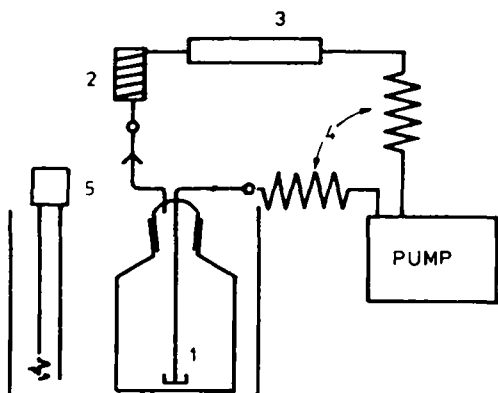


Fig. 1. Closed circuit for Grob stripping.

1. glass frit; 2. aluminium heating cylinder; 3. filter holder; 4. stainless-steel tubing, 1m × 3.2mm O.D., 2.0mm I.D.; 5. thermostatic water-bath.

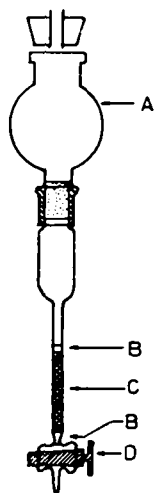


Fig. 2. XAD apparatus for extracting organic solutes from water. A. 2-litre reservoir scaled by 1/4; B. silanized glasswool plugs; C. 0.6cm-I.D. × 10cm-long glass tube packed with 20-60 mesh XAD-2 resin; D. PTFE stopcock.

of lower volatility can be isolated by the XAD method for analysis/identification by means of capillary GLC/MS/Comp combination.

Grob, XAD and mass spectrometer supply the analytical chemist with a list of the organic micro-pollutants present in the raw water. He then may consult a number of handbooks that give information on who produces a certain substance<sup>1,2</sup>. The number of successful attempts at tracing an industry – or a small group of industries – exclusively producing or processing specific compounds is surprisingly large. A most interesting article recently published in *Analytical Chemistry*<sup>3</sup> demonstrates the use of production information for the interpretation of mass spectra of commercial compounds isolated from the environment.

One must always keep in mind that most of the organic compounds present in water are non-volatile, cannot pass a gas chromatograph and thus escape detection by GLC/MS/Comp procedures. Recently some high-pressure liquid chromatograph – mass spectrometer (HPLC-MS) couplings have become commercially available<sup>4</sup>, which will be of great help in the investigation of the large “white spot” on the map of organic contaminants present in water.

Since the analytical chemist wishes to obtain the broadest possible insight into the quality of the raw material, it seems desirable for him to have available in his measurement potential, apart from the methods dealing with the 46 mostly particular substances, techniques for measuring a number of group parameters.

In the field of group parameter measurements a number of recent developments can be reported.

One of the most important group parameters is the toxicity of the raw water. Recently a number of toxicological measurement methods have become available, such as for instance:

- measurement of the acute toxicity of the water by a test using fish (delayed rheotaxis or changes in the respiration pattern)<sup>5,6</sup> or by a test using bacteria<sup>7</sup>;
- determination of the chronic toxicity of the water by a long-term test using fish<sup>8</sup> or by embryo/larval investigations;
- investigation into the mutagenicity by the Ames test or by tests using fish<sup>9</sup>.

The interpretation of the results from the Ames test has so far been difficult and obscure; manifestly positive results obtained in the raw or the pure water however should be a danger signal both for the producer and the consumer of the water.

Of the chemical group parameters we would mention here the measurement of TOC, TOCl, TOP, TON and TOS<sup>10</sup>. TOC is well known. The other chemical group parameters as listed above are measured by subjecting an extract of the organic substances from the water to be tested to oxidation or reductive destruction and element-selective measurement of the oxidation/reduction products formed. For TOCl this product is HCl, for TOP it is PH<sub>3</sub>, for TON: NH<sub>3</sub>, for TOS: H<sub>2</sub>S. HCl is measured by a micro-coulometer, the reduction products are measured by acid-base titration or with the aid of a flamephotometer detector adjusted to the specific emission wavelength of the element in question.

The principles underlying the measurements of all these group parameters are those of the organic micro-element analysis<sup>11</sup>.

## 2.2 Advances in analytical methods and equipment for the evaluation of the operation of the water purification plant, that is to say, for the qualitative evaluation of the water after the various purification stages

With a plant using chemical purification techniques (coagulation, chlorination, softening, ozonization),

measurements indicating whether or not the reagent to be applied is added to the water indeed and in the correct dose are an absolute necessity. For, almost all disturbances in the application of those purification techniques originate from irregular operation or failure of the metering system.

The well-known turbidity meters and the measuring equipment for chlorine and ozone have proved their usefulness in this respect. For measurements of ozone in water a membrane electrode has been developed<sup>12</sup> which in actual practice appears to be less susceptible to disturbances than many other methods for the continuous measurement of ozone in water.

A new method that enables a better insight to be obtained into the effectiveness of various purification stages concerns particle counting. Turbidity measurement has traditionally been a primary indicator of treatment effectiveness, but turbidity is an indirect measurement that does not always provide the complete information sought from plant investigations. Particle-counting techniques have proved useful in plant process optimization. Various types of apparatus are commercially available, which tend to differ widely in measurement principles underlying their operation<sup>13</sup>. One apparatus that is especially suited for particle counting and determination of the particle size distribution in water will be discussed here in some more detail<sup>14</sup>. It is based on the principle of partial blockage of light by the particles present in the water. Each particle is counted. The size of the particle is determined by the degree in which the light is blocked. A 6-channel analyser classifies the particles according to size and provides a graphic representation of the particle size distribution.

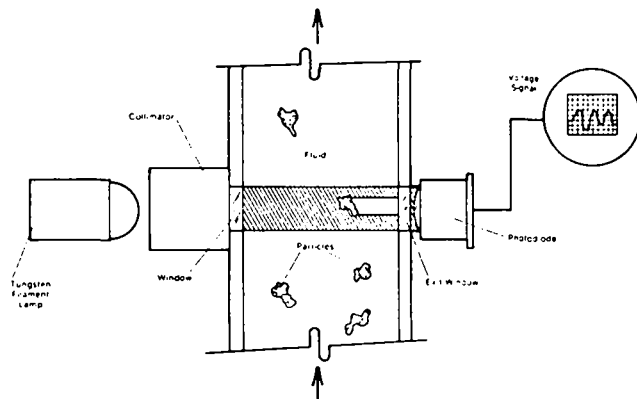


Fig. 3. Schematic diagram of the particle size analyser.

When the analyser is used, for instance, to examine a coagulation-filtration process it supplies the following information:

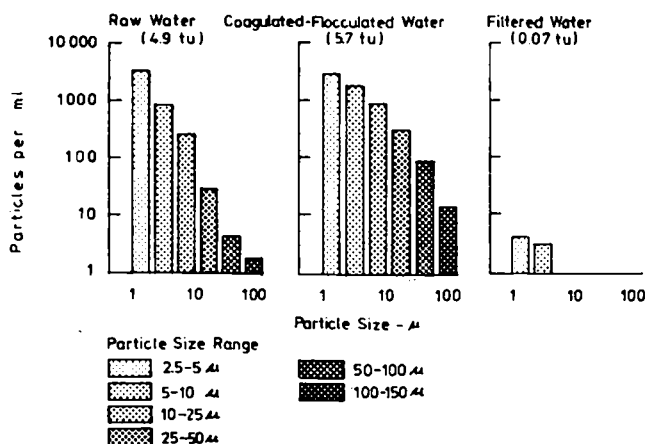


Fig. 4. Effect of coagulation-filtration on particle removal.

It can be seen from this that the number of relatively large particles increases in the coagulation stage and that the particles are properly removed in the subsequent filtration step.

It has been found that waters having the same turbidity may show great differences in number of particles and particle size distribution. This may be of importance particularly in the prediction of the effectiveness of disinfection processes and in predicting the well-blocking behaviour in deep-well infiltration. Little is known about the effects that suspended solids may have on the health of those who drink water that contains them; only the effect of asbestos mineral fibres has been investigated. Although no evidence has yet been discovered that other particles have any direct effect on health it is possible that they may indirectly affect the quality of drinking water because they can absorb toxic substances, bacteria and viruses. In this way these materials may serve to concentrate and transport water pollutants and protect them from removal by water treatment. The particle-size analyser pictures a new parameter which may broaden our insight into the overall quality of the water. It seems likely that this measurement will readily be included in the range of commonly applied water quality measurement parameters. The price of the apparatus required is comparable to that of, for instance, a good gas chromatograph. An instrument which goes even farther than counting and classification according to size is the image analyser<sup>15</sup>. This type of apparatus generates, via a magnifying glass or microscope, a TV image of the particles to be investigated. By computerized analysis methods the selected particles can be counted and classified according to shape, density, morphology, orientation, etc. The only application in the field of water analysis known so far is the determination and classification of asbestos fibres. The measurement system, which is rather complicated and expensive, may also be put to good use in the field of hydrobiological analysis (algae counting and classification).

A simplified version has found its way into the water analysis laboratories in the form of bacterial colony counter, which is of great help in the determination of the total plate count.

Another new method of analysis that may help us in evaluating the effectiveness of a purification plant is the

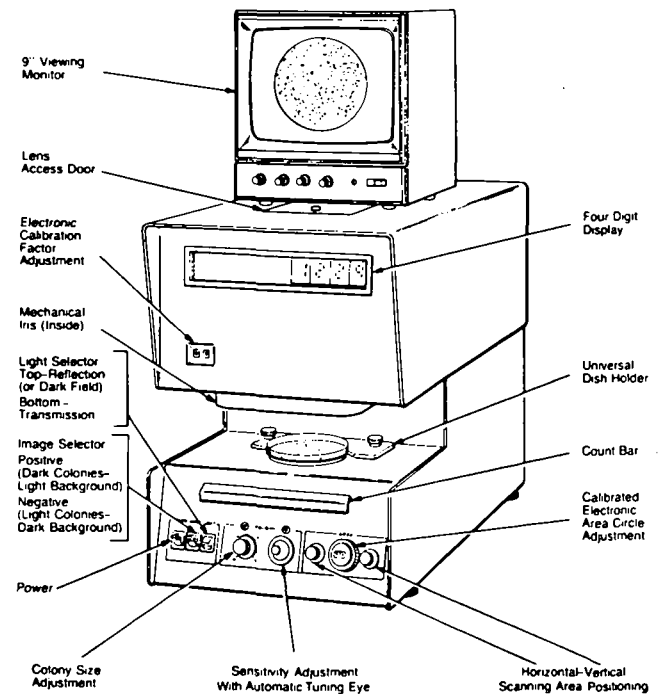


Fig. 5. Electronic colony counter.

determination of the molecular weight distribution of the organic substances present in the water. Knowledge of this distribution is of importance with a view to finding out in what molecular weight fraction possible undesirable properties of the organic substances present in the water reside. Among the objectionable properties that may occur are: smell, bad taste, mutagenicity and the property of forming trihalomethane in combination with chlorine (organic substances acting as THM-precursor). On the basis of the information obtained the purification may be designed and controlled in such a way that the mole fractions containing the objectionable organic substances are selectively removed.

For the determination of the molecular weight distribution two measuring techniques are available. In the first, a thickened water is filtrated through a number of ultra-filters with known pore size, for instance of the type as made by Amicon<sup>16</sup>. To begin with, the thickened water is filtered through a "coarse" filter, which arrests only the mole fraction of 100.000 upwards. Subsequently the filtrate is filtered through even finer filters, down to molecular weight fraction 500. In aliquots of the filtrates the concentration of TOC can be measured to enable the quantitative distribution to be obtained; also, these aliquots can be tested for, inter alia, mutagenicity, taste and trihalomethane formation potential, in order that "undesirable" properties can be assessed. If it has been found, for instance, that the bad taste resides in the molecular weight fraction of around  $M=2000$ , then the purification can be aimed specifically at the removal or the dispersion of that fraction.

The second method for determining the molecular weight distribution uses columns of a macroporous gel, such as Sephadex G-25 or G-15 (sterical exclusion chromatography). An extract of the organic substances present in the water is placed on a Sephadex column and subsequently eluted by dioxane (The determination can be carried out with any HPLC apparatus). The eluate is collected in fractions, the fraction having the highest molecular weight leaving the column first and the one of the lowest molecular weight coming out last<sup>17</sup>.

The determination of the molecular weight distribution is unlikely ever to become a standard method of water quality measurement, but in those cases where specific problems occur it may be very helpful in the selection and the control of a system for drinking water treatment.

Many modern drinking water plants make use of granular activated carbon for the removal of organic contaminants. Because this is an expensive unit operation it is of the utmost importance to make a correct choice of activated carbon and to have at one's disposal a method for following the loading and regeneration processes of the activated carbon.

A promising method for determining the load of organics on activated carbon is thermogravimetric analysis (TGA)<sup>18</sup>.

Some 30 mg activated carbon is heated in a programmed oven under strict exclusion of oxygen and the change of weight is recorded.

Virgin and used activated carbon give different weight curves in the TGA apparatus.

The TGA apparatus can be coupled to a gas-chromatograph or a mass-spectrometer in order to analyse the organic compounds or fragments which are set free during the heating process. In this way one is able to obtain information on the type and the amount of organics which have been captured by the activated carbon. This information can be of use in deciding when to change the content of a carbon filter and also in selecting the type of carbon. The activated carbon filtering process can be designed so as to remove the undesirable organics and to let pass the harmless organics.

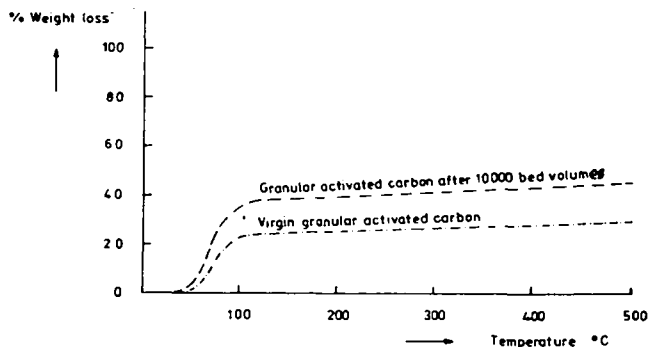


Fig. 6. Analysis of the load of activated carbon by thermogravimetric analysis.

## 2.3 Advances in analytical methods and equipment for the evaluation of the quality of the finished product: the drinking water as delivered into supply from the pumping station

Here it is of particular importance that the water comes up to the hygienic standards required of it at this stage. Essential in this respect is the bacteriological quality.

Now it so happens that the determination of bacteria does hardly permit of automation, so that bacteriological analyses still call for much handwork and patience. On the other hand, the techniques for this determination have lately been modernized to a great extent. The membrane filtration technique, developed by Dr Windle-Taylor of the London Metropolitan Water Board, which in a shorter space of time provides more – and more quantitative – information than the current MPN method, is gaining ground at an ever increasing rate.

The possibility of an extensive typification of strains of bacteria has come within reach of the average laboratory for bacteriological examination of drinking water, owing to the commercial introduction of the API (analytical profile index) system. With this system a little of the pure culture of the unidentified strain of bacteria is placed in each of 20 test tubes with specific reagents. After incubation for 24 hours a specific +/- pattern is obtained. Analysis of this pattern by a computer data bank immediately yields the probability of one having to do with a specific type of bacteria.

The determination of the standard plate count has been simplified by the commercial introduction of a colony counter, as already mentioned before.

In spite of these refinements of the bacteriological techniques commonly applied in the drinking water domain (standard plate count, total coliform and fecal coliform) the question should be asked how much longer these techniques will suffice for the evaluation of the bacteriological reliability of the drinking water supplied and distributed. For some time reports have been circulating that in coli-free drinking water opportunistic pathogenic bacteria may occur which under the conditions of that environment – scarcity of nutrients and low temperature – are still capable of reproduction (regrowth); the hygienic implications thereof are still obscure. We would mention here: *Yersinia enterocolitica*, *Acinetobacter*, *Moraxella*, *Klebsiella pneumoniae* and *Mycobacterium kansasii*. Obviously, in the field of water bacteriology quite a lot of work still has to be done.

In addition to the bacteriology, colour, turbidity, odour and taste of the pure water are very important. Ideally, for determination of the turbidity every water-work should be equipped with a recording and signalling turbidity meter. The turbidity of the pumped water can be watched by means of the commercially available equipment, but it is also possible to use for this purpose a continuous-flow sighting tube of, for instance, 5 metres length, which on either end has a plain window that can be easily cleaned.

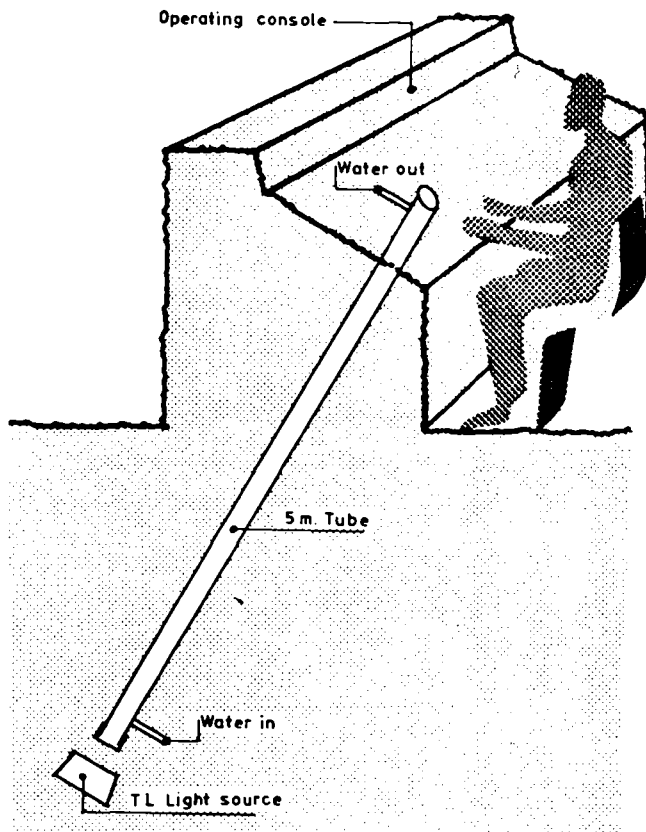


Fig. 7. Sighting tube for the observation of the turbidity and the colour of the water.

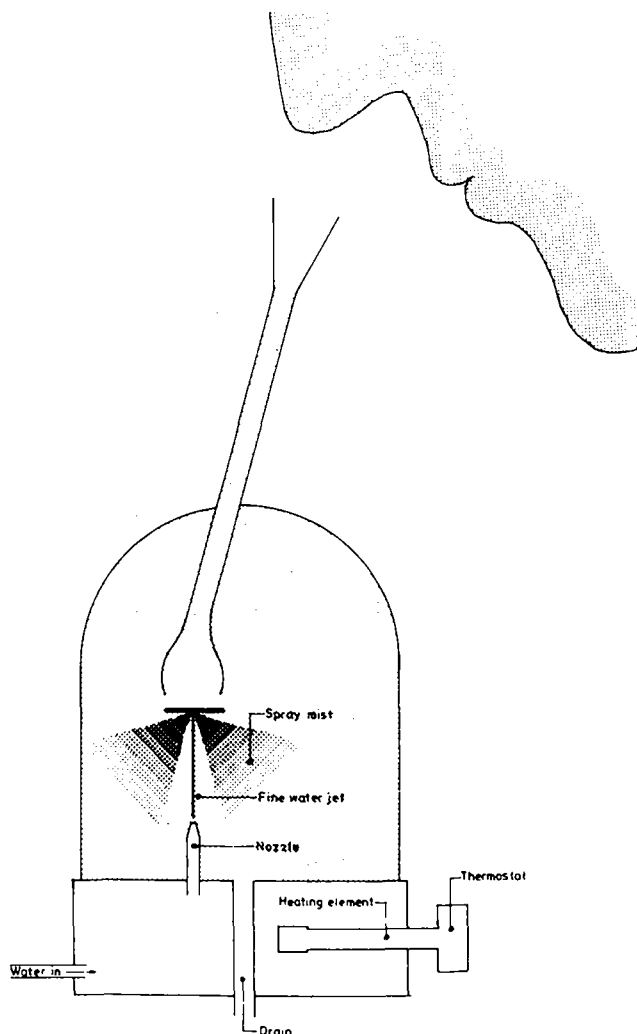


Fig. 8. Apparatus for odour detection of water.

By installing a sighting tube as shown here in the switch panel of the control room one may secure the following advantages:

- one has at his disposal a cheap, very sensitive qualitative turbidity meter which, in addition, gives an idea of the colour of the water;
- the operator gets a visual impression of the product that is being made and, as a result, will feel more involved in the production process and thus be stimulated to aim at optimization of that process.

The first time we came across such a sighting tube was in Siegburg in the German Federal Republic.

Besides this colour/turbidity meter there is also available a simple apparatus for determination of the odour of the water. Odour and turbidity are among the most important quality parameters. For, these are parameters which the consumer himself can observe, and if he notices any deviation he will loudly voice his discontent. It may further be assumed that colourless, very clear water having no taste or odour will almost always meet the requirements in respect of the other parameters.

The instrument for detection of the odour of water, which we saw for the first time at the Chicago Water Board, is pictured opposite (Fig. 8).

A small flow of water is heated to about 50°C and subsequently atomized. Vapourization and atomization together will bring the odoriferous substances present in the water into the gas phase. A stream of water vapour carries the odorants to an opening, where the human nose serves as a - so far indispensable - high-quality detector. This apparatus may be installed together with the sighting tube in the control room of the plant, where it can be used to advantage by the operator. Sighting tube and odour detector will thus bring the three most important quality parameters - colour, turbidity and odour - within the detection range of the operator who, as pointed out before, will thus be stimulated to optimization of "his" processes.

As well as the commonly applied quality parameters, quality control of the finished product should also test for evidence of deterioration in the distribution network. This means in the first place that it should be made certain that the water is not calcium-aggressive. A good method for this purpose is the determination of the saturation index<sup>19</sup>. The saturation index is calculated from the bicarbonate and calcium content, the temperature, the total concentration of dissolved salts and the pH. For a continuous check a recording pH meter will generally suffice in actual practice. Still, a good saturation index is no guarantee that corrosion and related problems will not occur in the distribution system. It is therefore essential that the metal-dissolving power of the pumped water be measured by means of a test assembly. This assembly should contain a number of test pieces of those pipeline materials that have been used in actual practice (iron, copper, lead, galvanized iron), in which the water is subjected to a cyclic pattern in which it is made to flow and subsequently allowed to remain stagnant for 16 hours. The metal content of the water after having been stagnant for 16 hours gives an indication of the metal-dissolving power.

Fig. 9 gives an impression of an assembly for the determination of the metal solving tendency of water towards several tube materials.

Another aspect of the behaviour of the water in the distribution system concerns the extent to which the water permits bacterial multiplication. Regrowth of bacteria occurs in each drinking water distribution system after the effect of the applied disinfectant has passed. Bacterial regrowth is undesirable because it may impede the coli determination and adversely affect taste and odour. Also, it is objectionable from the point of view of hygiene.



Fig. 9. Test assembly for the determination of the metal-dissolving power of the water.

The extent to which bacteria will regrow in the water depends on the amount of nutrients (in the form of assimilable organic carbon) present in the water. For the determination of the amount of nutrients D. van der Kooij of the Netherlands Waterworks' Testing and Research Institute (KIWA Ltd.) has developed a microbiological method in which the growth curve of a known quantity of added *Pseudomonas* bacteria is measured. The maximum of the growth curve is a measure of the amount of assimilable organic carbon (AOC). The method is time-consuming and laborious, but it is the only one so far which can provide information in the bacterial regrowth properties of the drinking water supplied<sup>20</sup>.

Other quality parameters of importance with regard to the finished water are, for instance, the aforementioned concentration of TOCl, the trihalomethane formation potential (THMFP) and the mutagenicity. For the determination of the THMFP such a quantity of free chlorine is added to a sample of the water that after 48 hours still 1/2 ppm free chlorine is left. Subsequently the concentration of chloroform and other halomethanes is measured. Drinking water treatment should be so designed that the THMFP of the finished product is minimized.

Interpretation of the results of the test for bacterial mutagenicity according to Ames has so far been difficult and uncertain; still, we should keep striving for the distribution of drinking water that shows a negative reaction in the Ames test.

## 2.4 Advances in analytical methods and equipment for the evaluation of the quality of the water as it reaches the consumer

Although the responsibility of the Water Board for the quality of its product usually ends at the point of delivery (main valve, water meter), the Water Board bears a moral responsibility to ensure a good quality of the water at the point where the consumer takes it off by opening his tap.

Just like the purification, the distribution is a process that requires control and optimization. The control technique, however, is still in its infancy, since the controlled

conditions so far remain confined to the pressure and minimization of the pressure-energy input. Nevertheless, variations in the water quality during the process of distribution are of great importance, because possible negative effects occurring during distribution – we have in mind the effects of lead, copper and iron, as well as turbidity and mutagenicity – may well outweigh the positive influence of the purification.

It is essential that the quality (turbidity, pH, oxygen content, UV absorption, etc.) of the water be continuously watched by means of monitors, not only at the site where the water enters the distribution system but also at certain points where distribution mains cross or end. For, it is particularly in the the distribution system that sudden variations in the water quality may occur, which variations could escape detection by grab sampling. It is these sudden variations which may provide the information required for proper control of the distribution process as regards water quality. This part of the water control process is still in an early stage of its development, but we are glad to say that tools in the form of reliable water quality monitors are now available.

The analysis of the common inorganic ions ( $\text{Na}^+$ ,  $\text{K}^+$ ,  $\text{Ca}^{++}$ ,  $\text{Mg}^{++}$ ,  $\text{Cl}^-$ ,  $\text{SO}_4^{--}$ ,  $\text{PO}_4^{---}$  etc.) still represents the greatest part of the work load of the water analysis laboratory. With an increasing number of samples the Auto-Analyzer will be of great help in the analysis of the above ions. However, one needs a separate Auto-Analyzer channel for each individual ion.

One can also look for techniques in which one analysis run quantifies a number of different parameters. A novel technique which until recently has found very little application in drinking water analysis is ion chromatography. A water sample is introduced at the top of an ion-exchange column; the cations are separated by elution with hydrochloric acid and the anions are separated on another column by elution with sodium carbonate. The detection of the separated ions is done by conductometry after suppression of the bulk of the conductivity of the elution stream.

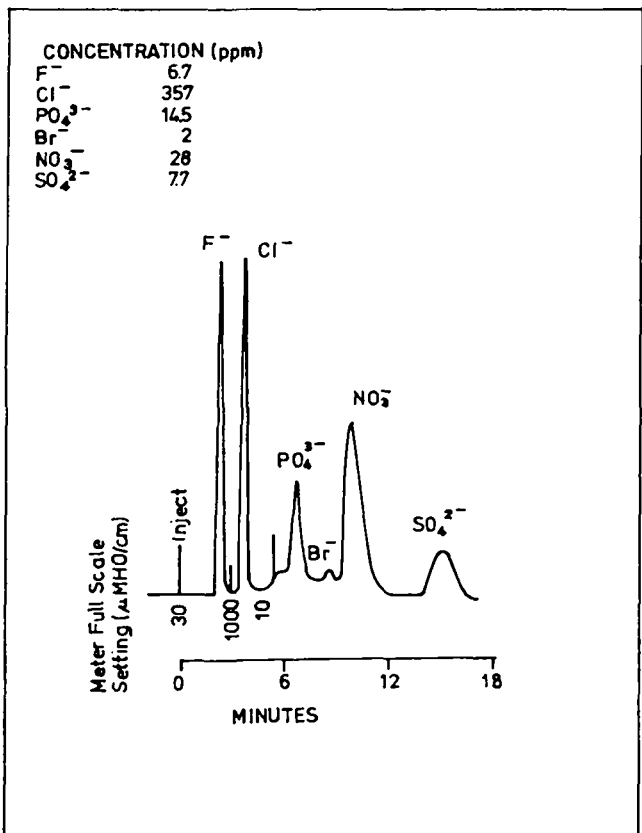


Fig. 10. Ion chromatogram of anions in water.



The ion-exchange column materials are patented and marketed by Dionex<sup>21</sup>. Ion chromatography can quantify a number of inorganic and organic ions in very large concentration ranges.

Just like ion chromatography provides a complete picture of the common inorganic ions, the inductive coupled plasma (ICP) technique produces a complete picture of all trace metals present in the water sample. ICP is an emission spectrometric technique whose sensitivity lies between flame atomic absorption spectrophotometry and carbon furnace AAS. Reliable ICP analysers are now available; in some cases it is possible to adapt an ICP accessory to an existing atomic absorption spectrophotometer (e.g. Perkin Elmer for the 5000 series).

Finally, it should be noted that the full benefit from all advances made in analytical methods and equipment for water quality control can only be obtained when the measured data are stored – either straight from the measuring equipment or by manual action – in an electronic databank suited for direct access. Only with the aid of such a computer system will it be possible for all the quality data – gathered at the cost of a lot of money and much effort – to be converted at high speed into the quality information that is of essential importance for the management, for the control of the purification and distribution process, and for guarding the hygienic reliability of the prime necessity of human life: the drinking water.

## Acknowledgement

The author wishes to thank Mr. Van der Veen, Director of the Municipal Water Works of Amsterdam, for his interest, encouragement and support in the field of water quality control, and for his permission to publish this paper. He also wishes to thank Miss H. Snoek for the editing and the translation of this paper.

## References

1. Chemical Company Profiles Western Europe; published by: Chemical Data Services, IPC Industrial Press. Ltd. London (1976).
2. Directory of Western European chemical producers 1977/78, Chemical Information Service, Oceanside, New York, USA, April 1977.
3. Lucchesi, C. A., "Identification of organic compounds in an industrial wastewater", *Anal. Chem.* **51** (1979) (14) 1452A.
4. Arpino, P. J., Guiochon, G., "LC/MS Coupling", *Anal. Chem.* **51** (1979) (7) 682A.
5. Leynaud, G. and Poels, C. L. M., "Biological monitoring of water abstracted for potable water supply", 11th International Water Supply Congress, Amsterdam, 1976.
6. Slooff, W., "Detection limits of a biological monitoring system based of fish respiration", *Bull. of Env. Contamination and Toxicol.* 1979, nr. 23, page 517. See also: Slooff, W., "Biological methods for detecting toxic concentrations of pollutants in water", *H<sub>2</sub>O* **10** (1977) (25) 567.
7. Beckman acute toxicity test by Photobacterium fishery, *Envir. Science & Technol.* 1979, page 646.
8. Poels, C. L. M., Gaag, M. A. van der Kerkhoff, J. F. J. van de, "Longterm toxicological investigation of Rhinewater with Rainbow trout (*Salmo gairdneri*, Rich)" To be published in *Water Research* 1980.
9. Poels, C. L. M., "Development of biological methods to determine the toxicological quality of water", *H<sub>2</sub>O* **12** (1979) (8) 161.
10. Vennendaal, G., "Groupparameters", *H<sub>2</sub>O* **12** (1979) (8) 170.
11. Römer, F. G., Schimmelpenninck van der Oye, A. J. H., Griepink, B., *Mikrochim. Acta* 1978, page 185.
12. Stanley, J. H., Johnson, J. D., "Amperometric Membrane electrode for measurement of ozone in water", *Anal. chem.* **51** (1979) (13) 2144.
13. Coulter Electronics, Inc. Hialeah, Florida, USA. HIAC Model PC-320, HIAC Div., Pacific Scientific, Montclair, California, USA. Model IL1 100, Spectrex Prototron, Spectrex Corp., Redwood City, California, USA. Model 345, Royco Liquidborne, Royce Instruments, Inc., Menlo Park, California, USA.
14. Tate, C. H., Trussell, R. R., "The use of particle counting in developing plant design criteria", *JAWWA* 1978, page 691.
15. Cambridge Quantimet 720-21 Image analysers, Cambridge Instruments, Melbourn, Royston, Hertfordshire, U.K. Bausch & Lomb Omnicon-II image analysis system, Bausch & Lomb, Rochester, New York 14625, USA.
16. Amicon Corporation, Scientific Systems division, 21 Hartwell Avenue, Lexington, Massachusetts 02173, USA.
17. "Steric exclusion chromatography", in: "Instrumental Liquid Chromatography", by Parris, N. A., Elsevier, Amsterdam, New York, 1976.
18. Heft 12 "Veröffentlichungen des Bereichs und Lehrstuhls für Wasserchemie", "Optimierung der Aktivkohleanwendung bei der Trinkwasseraufbereitung", Engler-Bunte-Institut Universität Karlsruhe, 1979, p. 358.
19. Loewenthal, R. E. and Marais, G. V. R., "Carbonate Chemistry of Aquatic Systems: Theory and Applications"; 1976; Ann. Arbor. Sci. Publ. Inc.
20. Kooij, D. van der, "Development of a method to determine the aftergrowth potential of tap water", *H<sub>2</sub>O* **12** (1979) (8) 164.
21. Dionex Corporation, 1228 Titan Way, Sunnyvale, California 94086, USA.

## Résumé

Le domaine de la surveillance de la qualité de l'eau peut être divisé en quatre sections, dont chacune a des exigences spécifiques en ce qui concerne les techniques de mesure à appliquer:

- la qualité du matériau brut: l'eau brute;
- la qualité de l'eau aux diverses étapes de sa purification;
- la qualité du produit fini;
- la qualité de l'eau quand elle atteint le consommateur.

Lorsque de subites variations de la qualité de l'eau peuvent se produire (eau de rivière, eau dans le réseau de distribution), l'emploi de moniteurs de la qualité de l'eau en service continu est une nécessité.

L'identification des responsables de déversements de polluants est quelquefois possible en recherchant quels sont les producteurs ou consommateurs des substances détectées dans l'eau. Généralement ces substances sont des micropolluants organiques qui peuvent être mesurés par concentration Grob ou XAD suivie par une identification GLS/MS/Ordinateur. La plupart des matières organiques de l'eau sont non-volatiles et échappent à l'identification par les procédures GLC/MS/Ordinateur. L'identification des matières organiques non-volatiles est possible par couplage HPLC/MS. Les paramètres de groupe donnent un large aperçu dans les aspects de qualité spécifiques. Les mesures de toxicité aigüe et chronique et la mesure des concentrations en CLOT, POT, NOT et SOT sont mentionnées.

Pour la détermination de l'ozone dans l'eau, une électrode à membrane sélective a été mise au point. Le comptage des particules et la détermination de la distribution des tailles de particules pour la détermination de l'efficacité des procédés traitement de l'eau sont discutés en détail. En outre, une attention est apportée à la technique d'analyse d'image, qui s'est révélée un moyen

utile pour la détermination du comptage total des plaques.

La mesure de la distribution des poids moléculaires des substances présentes dans l'eau peut nous permettre de contrôler les traitements de purification de façon que les fractions molaires qui ont des propriétés contestables soient enlevées. La mesure de la distribution des poids moléculaires peut être faite par ultrafiltration dans des filtres à pouvoir de coupure de poids moléculaires connus ou par chromatographie à exclusion stérique dans des colonnes Sephadex.

L'analyse thermogravimétrique représente une technique utile pour déterminer la charge et la capacité du charbon actif. En bactériologie, la filtration sur membrane gagne de plus en plus de terrain et l'identification des souches inconnues de bactéries est maintenant à la portée des laboratoires d'eau potable grâce à l'introduction commerciale du système API.

Pour la mesure des très importants paramètres couleur, turbidité et odeur, on mentionne de simples appareils capables de détecter de très faibles déviations sur les valeurs désirées: l'observation peut être faite par l'exploitant dans la salle de contrôle de la station de traitement.

On peut obtenir une vue générale des polluants inorganiques présents dans l'eau en réalisant une analyse unique par chromatographie ionique et spectrométrie de plasma à induction couplée.

Finalement, la détermination de la distributabilité (prédiction de la vitesse de détérioration de la qualité) est discutée. Les paramètres tels que la capacité de dissolution des métaux et la concentration en carbone organique assimilable sont examinés.

Pour la distillation de l'information qualitative à partir de la masse des données de qualité, un système d'ordinateur avec stockage électronique et recherche est de nos jours une nécessité absolue.

## The use of ultraviolet irradiation as an alternative method for disinfection of drinking water

by J. A. Myhrstad

Executive Engineer, Water Engineering, Sivilingeniør Elliot Strømme A/S, Consultant, Oslo, Norway

### 1 Introduction

Chlorine has been widely used as a drinking water disinfection throughout the world. The formation of halogenated organics, particularly chloroform and related trihalomethanes, due to the use of chlorine (Bellar, Lichtenberg & Kroner 1974, Rook 1974, Stevens 1976), have caused the entire subject of drinking water disinfection to be reviewed.

One of the alternative disinfection methods available is ultraviolet (UV) irradiation. The germicidal effects of ultraviolet rays have been known for more than a hundred years. Downes & Blund (1877) observed that sunlight had a bactericidal effect, and concluded that rays of short wavelength (UV) were responsible for the bacterial destruction. The first recorded attempt to utilize ultraviolet rays for disinfection of water was in Marseilles, France, in 1910 (Witherell, Solomon and Stone 1979). According to Jepson (1972), UV disinfection was applied by at least four water authorities in the United States between 1916 and 1928.

Today, UV disinfection is applied at water works in several countries, as well as on ships and off-shore installations.

### 2 Principles of UV-disinfection

Electromagnetic radiation in the wavelength band immediately beyond the violet end of the visible spectrum, but preceding the X-ray radiation band, is called ultraviolet (UV).

The spectral range of UV radiation is consequently between 100 and 400 nm, and is thus invisible.

The UV spectrum may be subdivided into three bands which induce significantly different biological effects:

UV-A	from 315 to 400 nm
UV-B	from 280 to 315 nm
UV-C	from 200 to 280 nm

Wavelengths below 200 nm are of little biological significance, since radiation in this part of the UV spectrum is absorbed in very short pathlengths in air. The major components of the UV spectrum are seen in figure 1 (World Health Organization 1979).

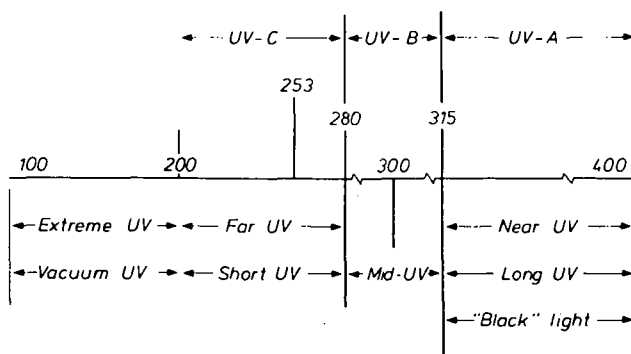


Fig. 1. The UV spectrum

The life of microorganisms and virus is closely related to the nucleic acids, deoxyribonucleic acid (DNA) and ribonucleic acid (RNA). Damage to nucleic acid is critical with respect to lethality (Setlow 1966, Dertinger & Jung 1970, Leach 1970, Meistrich, Lamola & Gabbay 1970).

Exposure of microorganisms and virus to UV rays results in structural changes of their nucleic acids, having lethal or sub-lethal (mutation) effects on the organisms.

Nucleic acids may strongly absorb UV energy with absorption peaks at about 260 nm. The absorption spectra correlate with the UV inactivation curves for bacteria (Florkin & Stotz 1967). For most species, the bactericidal effect is greatest at about 250-260 nm.

From Figure 2, it can be seen that the germicidal action has a maximum when the radiation has a wavelength of about 255 nm. The steep slope at each side of the curve indicates the sharp decline in the germicidal effect that occurs at both shorter and longer wavelengths than 255 nm (Philips, 1979).

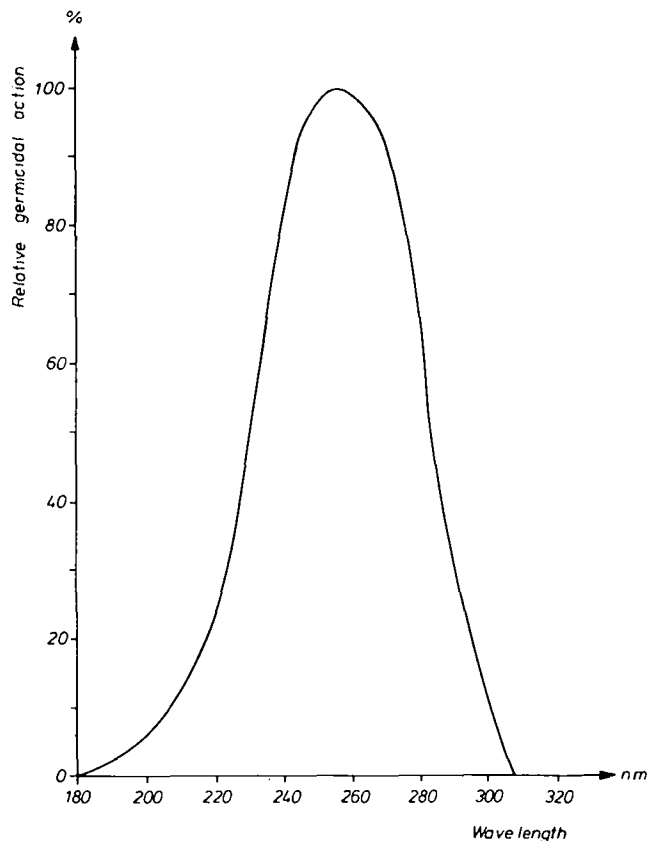


Fig. 2. Relative spectral energy distribution curve for germicidal action.

The actual UV dosage required to achieve a given level of bacterial inactivation, is highly dependent on the conditions of disinfection. It is generally accepted that bacterial kill primarily depends on the UV-dosage, and not the intensity. The relation between dosage and intensity is given by the formula:

$$D = I \cdot t,$$

where D is the dosage in  $\mu\text{Ws}/\text{cm}^2$ \*

I is the intensity in  $\mu\text{W}/\text{cm}^2$

t is the irradiation time in s.

The dosage may be given in different units:

$\text{J}/\text{M}^2$ ,  $\text{ergs}/\text{mm}^2$ ,  $\mu\text{Ws}/\text{cm}^2$ ,

where:

$1 \text{ J}/\text{M}^2 = 10 \text{ ergs}/\text{mm}^2 = 100 \mu\text{Ws}/\text{cm}^2$ .

Typical dosage values required to inactivate 90 and 99.99% of various microorganisms are presented in Table 1.

**Table 1. UV energies ( $\mu\text{Ws}/\text{cm}^2$ ) necessary for 90% and 99.99% inactivation of some microorganisms.**

Organism	Inactivation	
	90%	99.99%
<i>Micrococcus luteus</i>	19 700	26 400
<i>Bacillus subtilis</i> spores	11 600	22 000
<i>Salmonella typhimurium</i>	8 000	15 200
<i>Streptococcus lactis</i>	6 150	8 800
<i>Bacillus subtilis</i>	5 800	11 000
<i>Pseudomonas aeruginosa</i>	5 500	10 500
<i>Salmonella enteritidis</i>	4 000	7 600
<i>Pseudomonas fluorescens</i>	3 500	6 600
<i>Escherichia coli</i>	3 000	6 600
<i>Streptococcus viridans</i>	2 000	3 800
<i>Shigella paradysenteriae</i>	1 680	3 400

According to Schenk (1977), super-resistant microorganisms do not exist. The bacteria *Micrococcus radiodurans* is assumed to be the most UV-resistant microorganism (Seeberg 1977). A UV dosage of about 200 000  $\mu\text{Ws}/\text{cm}^2$  is necessary to obtain a 99.99% inactivation of these bacteria cells (Kiefer 1977).

It is known that microorganisms that have been exposed to UV irradiation, can repair themselves under certain natural conditions. The most important reactivation mechanisms involved are photoreactivation and dark repair.

Photo-repair takes place in the visible light and in the near UV ( $> 320 \text{ nm}$ ) region of the electromagnetic spectrum. Photo-repair is enzymatically regulated and more effective at higher than at lower temperatures (Jagger, Takebe & Snow 1970, Setlow 1972).

Dark repair is genetically different from photo-repair and is controlled by complicated enzymatic systems (Sedliaková, Billen & Bruns 1970, Smith 1972).

According to a literature review carried out in 1977 at the National Institute of Public Health in Norway, reactivation as well as mutation of UV irradiated microorganisms in the drinking water may be controlled by proper planning and operation of the water-works (Skipperud Johansen and Myhrstad 1978).

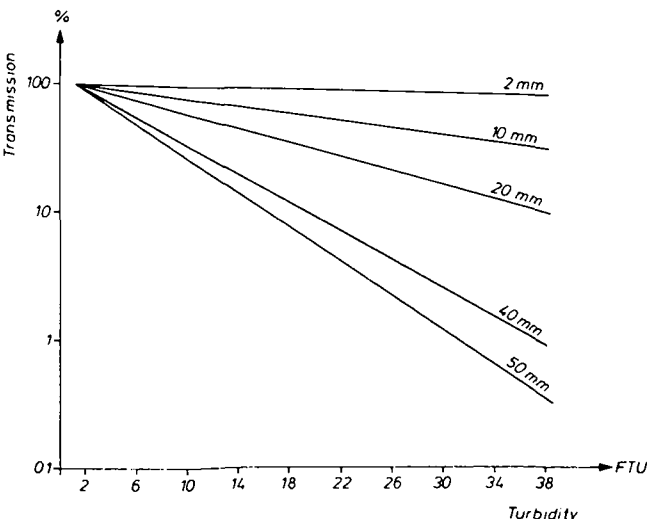


Fig. 3. %UV transmission at 253.7 nm as a function of turbidity for 5 different water depths.

\*micro-watt seconds per square centimetre.

### 3 Factors reducing the effect of UV disinfection

The efficiency of inactivation depends on the effective dosage applied. With decreased transmission of UV rays, the intensity and consequently the dosage of the irradiation will be reduced. To maintain a minimum lethal dosage at a fixed distance from the UV-source, the irradiation time must be increased, according to the dosage/intensity/time relationship previously given.

Factors influencing the transmission of UV rays in water, and consequently the actual UV intensity, are:

1. water quality,
2. water depth

The two major water quality factors affecting the transmission are suspended solids (turbidity) and dissolved organics. Suspended solids will reduce the transmission of UV-rays by scattering. Dissolved organics can absorb the energy. A high content of iron may also affect the penetration of UV-energy in water.

The effect of turbidity and water depth on the transmission of UV energy, is demonstrated in Figure 3. The experiments were carried out with Formazin standard solutions (Skipperud Johansen & Myhrstad, 1978).

It is seen from Figure 3 that the depth or thickness of water to be penetrated by the UV rays, greatly affects the intensity of the transmitted rays. The relationship between the extent of absorption of radiation and the depth of water penetrated is given by Lambert's law:

$$I = I_0 \cdot e^{-\alpha d}$$

where  $I_0$  is the incident intensity

I is the intensity at depth d

d is the water depth penetrated

$\alpha$  is the absorption coefficient, specific to the wavelength of the radiation absorbed and the water quality.

The effect of water depth on the transmission of UV rays for one particular water quality is demonstrated in Table 2.

**Table 2. Transmission of UV energy at 253.7 nm for three different water depths**

Depth (mm)	Transmission (%)
8	83
45	35
100	10

From Table 3 (National Institute of Public Health, Norway) it can be seen that waters with the same colour but different turbidity may absorb the same amount of UV energy. This is due to variation in the nature of the suspended solids. Waters having the same turbidity but different content of organics, will absorb different amounts of the UV energy. Waters with the same turbidity and colour may result in different absorption of the UV energy. This is due to variation in the nature of the organics.

**Table 3. Transmission of UV energy at 253.7 nm for different turbidities and colours (water depth: 50 mm).**

Turbidity (FTU)	Colour (mg Pt/1)	Transmission (%)
0.25	5	87
0.40	5	87
0.35	5	54
0.35	15	39
0.35	20	24
0.45	10	41
0.45	10	62

The relationship between the extent of absorption of radiation and the content of dissolved organics is given by Beer's law (also called Beer-Lambert's law):

$$I = I_0 \cdot e^{-\alpha cd}$$

where  $I_0$  is the incident intensity

$I$  is the intensity at depth  $d$

$d$  is the water depth penetrated

$\alpha$  is the absorption coefficient

$c$  is the concentration of the organic matter.

Factors influencing the *intensity* of emissions from UV lamps (see Section 4) are:

1. age of lamp,
2. changes in supply voltages
3. changes in lamp temperature.

UV lamps used for water disinfection are usually protected from the water flow by a quartz sheath. Quartz has been selected due to its high transparency to UV wavelengths. The UV intensity will be affected by

4. surface build-ups.

The intensity of emission from a UV lamp will be reduced with the age of the lamp. This is demonstrated in Figure 4. The decrease in the lamp output intensity is usually due to internal darkening of the quartz bulb. The life expectancy of a lamp is also affected by the mode of operation. A lamp with a rated life of 7500 hours under intermittent use, may for instance have a rated life of 9 000 hours in continuous use.

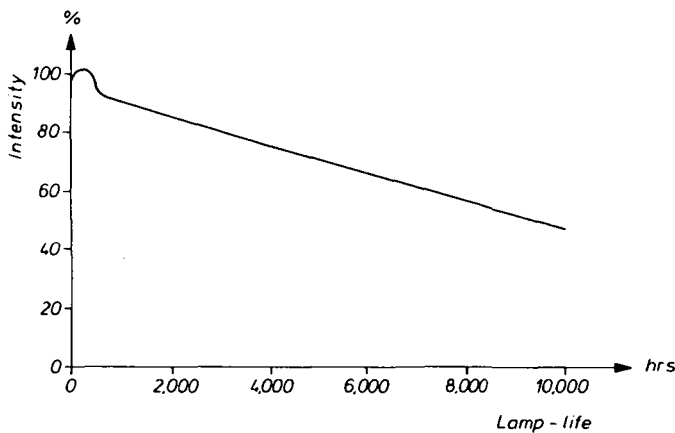


Fig. 4. Intensity of emission as a function of lamp-life.

Changes in voltage delivered to the UV lamp affect the output of the UV radiation from the lamp. If voltage fluctuations are expected, a fall in UV output with decreased voltage should be allowed for in initial design.

Decreased lamp temperature results in decreased UV output. For this reason, the lamp is usually fitted inside a protective quartz sheath to eliminate the direct contact between the lamp and the water. This keeps the lamp dry and maintains the lamp at a constant operating temperature.

Coating on the outside of the protective quartz sheath will greatly affect the UV intensity. The surface build-ups are usually caused by loosely attached organic material, slimes or inorganic precipitated material (iron, calcium and manganese).

The organic material and slimes may be removed by manual wiping, while precipitated material most probably will require chemical removal.

In order to maintain a minimum lethal UV dosage, the *irradiation time* must be controlled. If the irradiation time is reduced without increasing the intensity, the dosage will also be reduced.

When UV disinfection of drinking water is planned, factors affecting the UV intensity and the irradiation time must be taken into consideration, as well as the bacteriological quality of the water to be disinfected.

The irradiation time depends on the water flow and the volume of the irradiation chamber of the UV unit.

## 4 UV disinfection equipment

There are various sources of UV radiation, but low pressure mercury vapor lamps have been universally used for disinfection application. They have a power consumption of 30-60 W, and typically convert 60% of input electrical energy to UV. About 85-90% of the total UV output is at 253.7 nm. The bulbs are made of quartz. The UV lamp is a most essential part of the disinfection equipment.

The disinfection *chamber* is usually constructed of stainless steel, although plastic and quartz chambers are also used. The inside of the disinfection chamber is maintained at the water system pressure, reportedly up to a maximum of 20 bar.

According to Tonelli, Duff & Wilcox (1978) most water disinfection units have been of two main types, being categorized as "suspended lamp/thin film" equipment and "submerged lamp/thick film" equipment. In the first category, the UV lamps are suspended above a thin film of water flowing through a shallow channel or chamber, with an air gap between the bottom of the lamps and the water surface.

Reflectors are placed above each bulb to ensure the maximum amount of energy is directed downwards. In the "submerged lamp/thick film" units, an outer casing is used to enclose and support the array of UV lamps, which may or may not be enclosed in quartz sheaths.

The lamps are fully immersed in the water, which may be pumped directly to the units or enter by gravity.

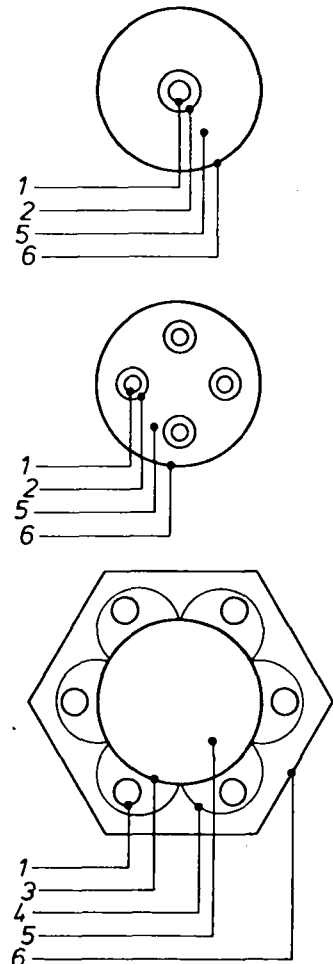


Fig. 5. Cross-sections of three different UV units in common use (1: UV lamp, 2: quartz sheath, 3: quartz tube, 4: reflector, 5: irradiation chamber, 6: casing)

A third category exists, which may be called "suspended lamp/thick film" equipment. In this unit, the UV lamps are suspended outside and parallel to a quartz tube in which the water flows. Reflectors are placed outside the lamps to ensure the maximum amount of energy is directed towards the water in the quartz tube.

The units with submerged lamps have been more widely used than the "suspended lamp/thin film units. However, the "suspended lamp/thick film" units have gained increased interest in Europe during the last few years.

Cross-sections of two common submerged lamp units and of a thick film suspended lamp unit are given in Figure 5.

The water flow through the irradiation chamber may be baffled to promote turbulence and to minimize short-circuiting.

Commercial UV units for water disinfection are usually supplied with UV sensors, measuring the UV intensity at one fixed point in the equipment. Most of the sensors are connected to a relative read-out dial with gradation in percentage points.

In Figure 6 are shown two units, being of the submerged lamp and the thick film suspended lamp category, respectively.

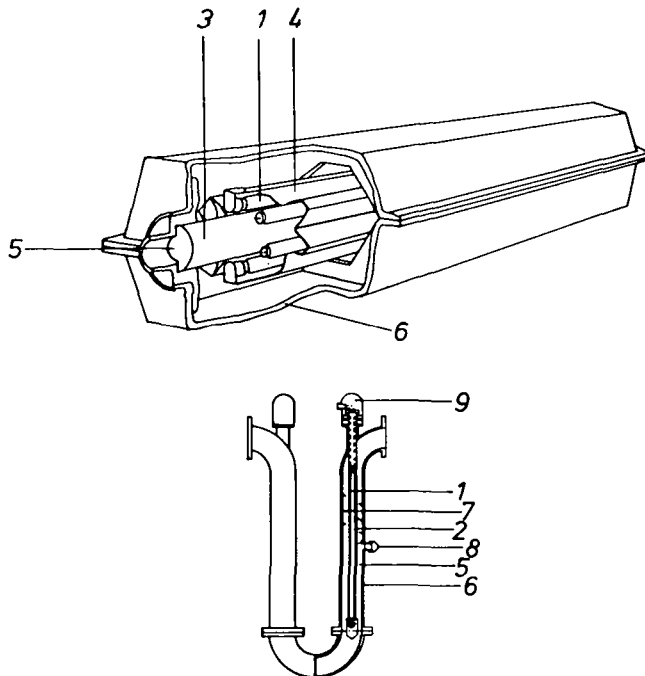


Fig. 6. Two UV units being of the submerged lamp and thick film suspended lamp category (1: UV lamp, 2: quartz sheath, 3: quartz tube, 4: reflector, 5: irradiation chamber, 6: casing, 7: baffles, 8: UV sensor, 9: protective cap.)

For UV disinfection on a large-scale, the number of UV lamps must be increased accordingly. This can be done within a particular system, by coupling of several units, or by a combination of these methods, dependent upon the unit which will be applied.

## 5 Planning of UV disinfection plants

For proper planning of a UV disinfection plant, the following information must be available:

1. Peak flow rate.
2. The transmission of UV energy in the water.
3. The bacteriological quality of the raw water.
4. The volume of the irradiation chamber.
5. The required killing rate of a specific indicator organism.
6. The minimum required UV dosage.

The disinfection plant must be sized to ensure a proper disinfection of the water, considering the maximum flow of water to be disinfected, the minimum transmission of UV energy for the particular water, and to some extent the variation in the bacteriological raw water quality. For a given UV equipment, killing rate and minimum required UV dosage, it is then possible to make a proper sizing of the UV plant.

The volume of water to be treated is given by the number of people to be supplied. The required killing rate and minimum UV dosage are usually set by the authorities. The transmission of UV energy and the bacteriological quality of the water must be determined, based on frequent sampling of the water. The transmission of the UV energy must be measured at the wavelength 253.7 nm.

If the transmission of UV energy is seriously affected by the water quality, it is necessary to pretreat the water to increase the transmission.

UV disinfection is dependent on electrical power. For gravity plants it is therefore necessary to consider the need for emergency power supply.

If UV disinfection is combined with other water treatment processes, the combination of the processes should be carefully considered in order to reduce the possibility of reinfection of the water.

UV disinfection does not provide residual bactericidal action. Therefore, the need for periodic flushing and disinfection of the water distribution system must be recognized. Some supplies may require routine chemical disinfection. If an infection has been caused by a leakage, the distribution system should be disinfected.

A number of criteria are set by the authorities in the different countries regarding the acceptability of UV disinfection.

In some countries the UV equipment is not subject to approval, but requirements are put to the water treated by the UV equipment regarding the bacteriological quality. In other countries the UV equipment for the treatment of drinking water is subject to an approval by the authority. A minimum UV dosage often required is 16,000  $\mu\text{Ws}/\text{cm}^2$ . The killing rates are varying (for instance 99%, 99.9% or 99.99%) depending on the number of microorganisms in the raw water. Pretreatment of the water should be considered if the raw water is heavily polluted by bacteria.

## 6 Operation and maintenance

A minimum UV dosage is essential for an effective disinfection. If the UV disinfection plant has been properly planned, the necessary operation and maintenance procedures are:

1. Replacement of UV lamps.
2. Cleaning of quartz sheath/tube.

Replacement of lamps usually takes place after 6 000 to 10 000 hours of use. The intensity of the lamp may then be only about 50% of the original intensity (Figure 4). If a lamp goes out, it should be replaced immediately, unless the water flow through the UV disinfection plant is reduced accordingly.

For continuously operated plants, the UV lamps should normally be replaced once a year. Low intensity readings of the UV sensor supplied with the equipment, may indicate the need for more frequent replacement of UV lamps.

Low sensor reading may, however, also indicate the need for cleaning of the quartz sheath/tube. Depending on the water quality, cleaning may be necessary 2 to 4 times a year. The cleaning may consist of manual wiping, or the use of dilute citric or acetic acid for removal of precipitated materials.

**Table 4. Advantages and limitations by UV disinfection.**

Advantages	Limitations
Rapid bactericidal effect No UV resistant microorganisms No modification of flavour No addition of chemicals No risk of overdose Very simple operation and maintenance	No residual disinfectant Expensive for large water works Relatively sensitive to water quality changes Pretreatment often necessary

## 7 Advantages and limitations

UV disinfection has, like other water treatment processes, its advantages and limitations. The most important of these are listed in Table 4.

The most obvious advantages of UV disinfection is that it is a physical method which does not influence the flavour of the water, and it is a simple method regarding operation and maintenance.

The greatest limitation is that UV disinfection does not provide a residual disinfectant to protect the water in the distribution system from reinfection. The use of UV disinfection therefore requires a proper construction, operation, maintenance and control of the water distribution system.

In Norway, we have experience from the operation of about 100 UV disinfection plants, ranging from small private water supplies to public water supplies with a capacity of 950 m<sup>3</sup>/h. The public water supplies often have extensive main systems. Nevertheless, if the water treatment plants have been approved by the health authorities, and the operation of the treatment plants and distribution systems have been properly carried out, the bacteriological control of the water in the distribution systems has not revealed unsatisfactory results. From this fact it can be concluded that the initial disinfection has been satisfactory, and the distribution system has not caused reinfection as far as the usual indicator organisms are concerned. Communicable diseases have not been detected in the areas supplied with the water.

UV disinfection as near as possible to the point of supply will reduce problems due to reinfection.

The cost of UV disinfection will be highly dependent on the quality of the raw water and the volume of water to be treated. For larger plants, the UV disinfection process is not as favourable from an economic point of view as is chlorination. The Norwegian experiences indicate that UV disinfection may be favourable to chlorination, based on total cost estimates, for plants having a capacity up to about 1 000 m<sup>3</sup>/h. Lamp replacement may account for about 75% of the operating cost in UV disinfection, power consumption for about 25%.

## 8 Application of UV disinfection

Disinfection by UV irradiation is a very simple method with regards to operation and maintenance.

UV disinfection plants can be fully automated for start-up and shut-down, and routine inspection and maintenance can be carried out by operators without special skills.

For this reason, UV disinfection may be preferable to other disinfection methods, especially for small water supplies having a good chemical water quality (i.e. a high transmission of UV energy).

The availability of equipment with high disinfection capacities has resulted in increased interest for this particular disinfection method for larger public water supplies.

UV disinfection is especially attractive for use on *ships* and *off-shore installations* where drinking water is produced by evaporation of sea water. The UV units

should be placed after the storage tanks, re-hardening filters, activated carbon filters and other equipment where re-infection can occur.

There have been objections to the use of UV disinfection on ships due to outbreak of disease on cruise ships using UV irradiation. It seems, however, that the initial disinfection has been satisfactory, but the water has been re-infected due to the design and operation of the water supply systems.

Water is essential for personal and domestic hygiene, and fundamental toward an improved standard of living. According to World Health Organization (1977), more than one thousand million people living in developing countries, do not have reasonable access to a safe and adequate source of water. Water related diseases rank amongst the major causes of morbidity and mortality of people of all ages.

A safe drinking water to all people can make a significant contribution to the prevention of diseases and the preservation of health. Disinfection of water is considered an important tool in this respect, and UV irradiation is a very interesting method for developing countries, due to its simplicity of technique.

## 9 Conclusions

Drinking water has been disinfected by UV irradiation for about 70 years.

UV irradiation is capable of proper disinfection of contaminated water, provided that substances which reduce the transmission of UV energy or shield microorganisms are not present above critical concentrations. Pretreatment of water may be necessary in order to increase the UV transmission before disinfection by UV irradiation. If UV disinfection is combined with other water treatment processes, the combination of processes should be carefully considered.

UV disinfection does not provide residual bactericidal action. Proper operation and maintenance of the water distribution system must therefore be recognized.

UV irradiation is a simple disinfection method regarding operation and maintenance, and it is considered very interesting to the developing, as well as the developed countries.

A guide to disinfection of drinking water by UV irradiation should be prepared, for instance by World Health Organization, recommending minimum killing rate and dosage, safety factors by dimensioning UV disinfection plants, performance standards for UV equipment, operation and maintenance of water distribution systems, etc.

## 10 References

- Bellar T. A., Lichtenberg J. J., Kroner R. C. (1974): The occurrence of organohalides in chlorinated drinking waters. *J. Amer. Water Works Assoc.* **66**, 703.
- Dertinger H., Jung H. (1970): Molecular radiation biology. Heidelberg Sci. Library 12, Springer Verlag, New York, Heidelberg, Berlin.
- Downes A., Blund TH. P. (1877): Researches on the effect of light upon bacteria and other organisms. *Proc. Roy. Soc. (London)*, **26**, 488.
- Florkin M., Stotz E. H. (1967): Comprehensive biochemistry. Photobiol. ionizing radiations **27**, Elsevier Publishing Company, Amsterdam, London, New York.
- Jagger J., Takebe H., Snow J. M. (1970): Photoreactivation of killing in *Streptomyces*: Action spectra and kinetic studies. *Photochem. photobiol.* **12**, 185.
- Jepson J. D. (1972): Disinfection of water supplies by ultra-violet radiation. *Water Treatm. Exam.* **64**, 377.

- Kiefer J. (1977): Ultraviolette Strahlen. Walter de Gruyter, Berlin, New York.
- Leach W. H. (1970): Biological aspects of ultraviolet radiation. A review of hazards. US Department of Health, Education and Welfare, Public Health Service. Environmental Health Service Reprod. by National Technical Information Service, Springfield, Va, 22151.
- Meistrich M. L., Lamola A. A., Gabbay E. (1970): Sensitized photoinactivation of bacteriophage T4. *Photochem. photobiol.* **11**, 169.
- Philips (1979): *Germicidal lamps and applications*, Eindhoven, the Netherlands.
- Rook J. J. (1974): Formation of haloforms during chlorination of natural waters. *Water Treatm. Exam.* **23**, 234.
- Schenk G. O. (1977): Institut für Strahlenchemie in Max-Planck Institut für Kohlenforschung, Mülheim a d Ruhr, Deutschland (*Personal communication*).
- Sedliaková M., Billen D., Bruns L. (1970): A study of the relationship between survival and repair synthesis of DNA after ultraviolet light exposure. *Photochem. photobiol.* **11**, 309.
- Seeberg E. (1977): Norwegian Defence Research Establishment, Kjeller, Norway (*Personal communication*).
- Setlow J. K. (1966): In: *Current Topics in Radiation Research*, Ed. M. Ebert, Amsterdam, the Netherlands.
- Setlow J. K. (1972): Photorepair of biological systems. In: *Research progress in organic, biological and medical chemistry* 3 (1). Eds. U. Grallo and L. Santamaria, North Holland Publishing Company, Amsterdam, London.
- Smith K. C. (1972): Dark repair of DNA damage. *Ibid.*
- Skipperud Johansen E., Myhrstad J. A. (1978): Factors influencing the use of UV irradiation as a water disinfectant. *NIPH ANNALS* **1** (2), 3.
- Skipperud Johansen E., Myhrstad J. A. (1978): UV desinfeksjon av vann. II Dimensjonering og kontroll av UV anlegg. *VANN*, **13** (4), 311 (in Norwegian).
- Stevens A. A., Slocum C. J., Seeger D. R., Robeck G. G. (1976): Chlorination of organics in drinking water. *J. Amer. Water Works Assoc.* Nov. 615.
- Tonelli F. A., Duff R., Wilcox B. (1978): Ultraviolet disinfection of domestic sewage and stormwater – a literature evaluation. Wastewater Treatment Section, Pollution Control Branch, Ontario Ministry of the Environment.
- Witherell L. E., Solomon R. L., Stone K. M. (1979): Ozone and ultraviolet radiation disinfection for small community water systems. U.S. Environmental Protection Agency – 600/2-79-060.
- World Health Organization, International Reference Centre for Community Water Supply (1977): International Training Seminar on Community Water Supply in Developing Countries. A compilation of papers presented during the Seminar held in Amsterdam, The Netherlands 6-10 September, 1976.
- World Health Organization (1979): Ultraviolet Radiation, Environmental Health Criteria, **14**, Geneva.



## Résumé

Les radiations ultra-violettes sont utilisées pour la désinfection de l'eau potable depuis environ 70 ans.

Les ultra-violettes sont capables de désinfecter convenablement l'eau contaminée à condition que les substances qui réduisent la transmission de l'énergie UV ou qui protègent les microorganismes n'atteignent pas une concentration critique.

La désinfection aux UV n'assure pas d'action bactéricide résiduelle. Il faut donc assurer une exploitation et un entretien convenables du réseau de distribution d'eau.

L'irradiation UV est une méthode de désinfection simple en ce qui concerne l'exploitation et l'entretien et on estime qu'elle est intéressante pour les pays en développement aussi bien que pour les pays industriels.

Les stations de désinfection aux UV peuvent être entièrement automatisées du démarrage jusqu'à l'arrêt; les inspections de routine et l'entretien peuvent être réalisés par du personnel sans qualification spéciale.

Pour cette raison, la désinfection aux UV est peut-être préférable à d'autres méthodes de désinfection, spécialement pour les petites distributions d'eau bénéficiant de captages de bonne qualité chimique (par ex. bonne transmission de l'énergie UV).

La disponibilité d'équipements ayant de fortes capacités de désinfection a fait que cette méthode particulière de désinfection intéresse de plus en plus d'assez grands services d'eau.

La désinfection UV est spécialement intéressante *sur les bateaux* et les *installations off-shore* où l'eau est produite par évaporation d'eau de mer.

Le coût de la désinfection UV dépendra beaucoup de la qualité de l'eau brute et du débit à traiter. Pour les installations importantes, la désinfection aux UV n'est pas aussi favorable au point de vue économique que la chloration. L'expérience en Norvège montre que la désinfection aux UV est préférable à la chloration, tous frais compris, pour les installations ayant une capacité inférieure à environ 1000m<sup>3</sup>/h. Le remplacement des lampes intervient pour environ 75% des frais d'exploitation dans la désinfection aux UV, la consommation d'électricité pour environ 25%.

L'eau est essentielle pour l'hygiène personnelle et domestique, et fondamentale pour l'amélioration du standard de vie. D'après l'Organisation Mondiale de la Santé, plus d'un milliard d'habitants des pays en développement n'ont pas un accès raisonnable à des ressources en eau sûre et adéquate.

Un eau potable saine pour tous peut représenter une contribution significative à la prévention des maladies et à la préservation de la santé. A ce point de vue, la désinfection de l'eau est considérée comme un outil important, et l'irradiation UV est une méthode très intéressante pour les pays en développement étant donnée la simplicité de sa technique.

Il est nécessaire de préparer un guide pour la désinfection de l'eau aux UV, par exemple par l'Organisation Mondiale de la Santé, pour recommander les taux et dosages bactéricides minimaux, les facteurs de sécurité lors du dimensionnement des stations de désinfection aux UV, l'exploitation et l'entretien des réseaux de distribution d'eau, etc . . .

# Controlled water treatment in the soil—in situ removal of iron and manganese according to the vyredox method

by Rudolf Martinell, Civil Engineer, Vyrmetoder AB, Täby, Sweden

## Abstract

Controlled water treatment in the soil has important advantages compared to traditional treatment above the ground surface. This is illustrated with the Vyredox method for the case of iron and manganese in ground water. Injections of aerated ground water into the aquifer establish an oxidized zone around each supply well. Bacterial and adsorption processes are utilized by the method which resembles natural purification of ground water. The iron and manganese is retained in the soil, and only pure water enters the well. Well clogging is avoided, and the pore volume available in the aerated zone is only very slowly reduced by precipitated products. The density of the precipitation compounds increases with time, and mineral transformation of precipitated aggregates into crystals has been indicated by soil sampling.

## Introduction

The soil is indeed a powerful tool for water treatment. It has a wide range of application, from waste water purification to production of fresh water for domestic and industrial use. There are many good examples illustrating its usefulness for potable water treatment. One very elegant case is the conversion of surface water to ground water by artificial recharge.

Ground water becomes more and more attractive as the supply of fresh water. There are several good reasons for this:

1. The reserves of ground water are much larger than the reserves of surface water.
2. Surface water is often severely polluted and difficult and expensive to purify.
3. Ground water has important physical and chemical advantages which make it easier to purify. Sometimes no purification at all is required before use.

However, this does not mean that there are no difficulties related to ground water utilization. On the contrary, the situation may be very complex with the water quality changing drastically within a distance of just a few metres. The quality of the ground water also varies considerably with time. One important drawback to ground water is that it often contains iron and manganese. This limits the use and calls for purification before the water is distributed to the consumers. The case of iron and manganese illustrates excellently the benefit of controlled water treatment in the soil.

Next only to oxygen, silicon and aluminium, iron is the fourth most abundant element in the earth's crust. The crust consists of iron to 4,7% by weight. Expressed as oxides, there are 3,7% ferrous oxides (FeO) and 3,1% ferric (Fe<sub>2</sub>O<sub>3</sub>) in the crustal rocks, that is divalent and trivalent iron occur in approximately equal amounts. Manganese is abundant in the earth's crust to about 0,10% by weight. In ground water the iron content usually exceeds the manganese content even though manganese is much more soluble in natural waters. The

iron content often exceeds that of manganese with a factor of ten or more.

Iron and manganese in the water cause troubles to the user in many ways. Therefore it is necessary to remove a high content of these metals before the water is made use of. In a conventional waterworks this is done in a two-step procedure: (1) oxidising the water by adding a suitable oxidising agent, and (2) precipitating the resulting iron and manganese oxides in sand filters. All of the water has to be treated before an acceptable result can be obtained. The treatment is carried out above the ground surface, once the water has been pumped up from the soil. Thus a traditional plant cannot meet with any problem that occurs before the water has reached the waterworks, for instance well clogging or suchlike problems. Other disadvantages such as chemicals used for the purifying process, water and energy losses due to filter backwash, and deposition of filter sludge often occur at a conventional plant even if the purification degree itself is quite satisfactory.

With a controlled water treatment in the soil many of the disadvantages related to a traditional waterworks can be avoided. The Vyredox method tries to achieve this by adapting the natural processes of ground water purification to the environment of the supply well.

## The vyredox method

Iron occurs in two states of oxidation in nature, divalent (Fe<sup>2+</sup>) and trivalent (Fe<sup>3+</sup>). The divalent form is likely to stay in solution in a natural ground water whereas the trivalent will be precipitated, for instance as an oxide (Fe<sub>2</sub>O<sub>3</sub>) or an oxyhydroxide (FeOOH). The state of oxidation depends much on the amount of dissolved oxygen in the water. Hence it is normal that the amounts of dissolved iron and manganese are low in such aquifers where aerated rain water can seep rapidly into the ground water.

In some areas, however, a layer in the soil above the aquifer may have a low permeability, and the percolation or aerated water into the aquifer may be decreased substantially or even entirely prevented. If this occurs, the iron and manganese content in the water will rise. The Vyredox idea is to compensate for the lack of oxygen in such ground water, and thus to turn the balance of the chemical system in the aquifer over to the oxidative side. Then the natural purifying processes will be allowed to operate again, and the water will become free from iron and manganese.

Fig. 1 illustrates how the technical arrangement of a typical Vyredox plant can look. The working principle is quite simple: the wells are treated one at a time as the content of iron and manganese tends to rise. The oxygen is simply taken from the air and dissolved in the injection water. This in turn originates from another Vyredox treated well in the aquifer (or from a water reservoir). To ensure a sufficient distribution of the injected, aerated water certain injection wells are drilled around the supply well.

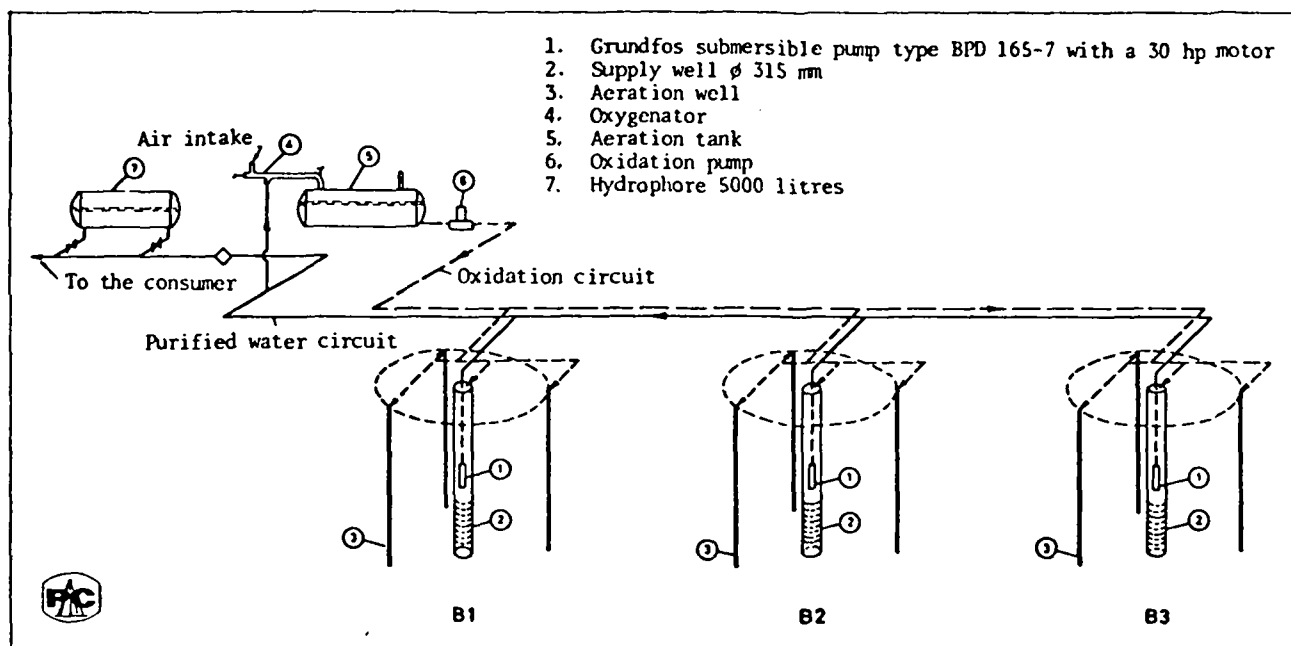


Fig. 1. Schematic diagram of the Vyredox waterworks at Ørslevkloster in Denmark. The plant consists of three supply wells, B1, B2 and B3. The ground water is pumped out to the consumers via a pressure tank (7). If the iron content begins to rise in one of the wells, say B1, the supply from this well is discontinued. Iron-free water is captured from another well in the aquifer, B2, and is pumped to the oxygenator (4). Here, oxygen is entranced from the air, and in the aeration tank (5) excessive oxygen and other gasses are released. The oxygen-enriched water is then pumped out to the supply well B1, and down into the aquifer through the aeration wells (3) surrounding it. This goes on for about 20 hours.

As the oxygen-enriched water is injected into the aquifer an oxidized zone is established around the well. This will stimulate the activity of certain iron and manganese bacteria which occur in natural waters. These bacteria are of different kinds, and they do not form a systematic group. Typically the organisms belong to the species *Leptothrix* (*Sphaerotilus discophorus*) or *Gallionella ferruginea*. They often occur together with precipitates of iron and manganese in ground water aquifers.

Oxidising manganese provides only about one-third of the energy gained by oxidizing iron. The energy is used by the bacteria in their metabolism. They also need carbon for their growth. Several kinds of bacteria can oxidize both iron and manganese. If they prefer to oxidize manganese they will have a demand of organic carbon, whereas the iron-oxidizing bacteria can make use of inorganic carbon, e.g., from carbon dioxide and carbonate. The bacteria are typical gradient-organisms. Their activity is increased in a redox gradient.

Around a ground water well that has been treated with injected oxygenated water an oxidized zone is built up. At the border of the oxygenated part of the aquifer a redox gradient is established. The bacterial activity in this region is stimulated, and an iron and manganese precipitation zone is developed. When the well is pumped, the ground water will be filtered through this zone. This is illustrated in Fig. 2. As the water reaches the well it will be free from iron and manganese. If the pumping is continued the precipitation will take place closer to the well. Finally, the iron and manganese contents will begin to rise again. The injection with oxygenated water is then repeated. As a result, the moving redox gradient will distribute the iron and manganese concretions throughout the oxygenated zone around the well.

To the left in Fig. 2 some redox potential values (Eh) are indicated. They are typical for an aquifer with a pH-value close to 7. Moving towards the well with a redox electrode, a drastic increase of the redox potential with several hundred millivolts will be observed as the precipitation zone is passed.

The absolute value of the redox potential in a certain aquifer depends on many environmental properties. In a reduced water with a low pH the redox potential will show a low value, perhaps below zero. Such water is likely to contain large amounts of dissolved iron and manganese. In order to oxidize the metals, especially the manganese, a very high value of the redox potential is required. Thus the redox potential in such cases has to be greatly increased, maybe by a thousand millivolt or so.

This demonstrates a limitation of the method: if the pH of the ground water is very low it will be difficult to establish the redox potential which is required for a sufficient manganese oxidation. Generally, it is easier to remove the iron, and the lower the pH-value is, the more often the aquifer has to be oxygenated.

The influence of pH and the redox potential may be illustrated in a diagram with equilibria between different oxidation transitions. This is done in Fig. 3, where the two sloping lines indicate equilibrium between the transitions  $Fe^{2+}/Fe(OH)_3$  and  $Mn^{2+}/MnO_2$ . If the redox potential is increased at a constant pH-value the dissolved iron will be oxidized and precipitated before the manganese.

Once the Vyredox process has been started up, more and more compounds of oxidised iron and manganese will be available in the aquifer. This will increase the rate of adsorption of divalent iron and manganese on the surface of the precipitates. Thus the oxidation process will take place in two steps, first adsorption and then oxidation. In the pH range of natural ground waters, the hydrous oxides  $FeOOH$  and  $MnO_2$  seem to play important roles in the sorption of divalent iron and manganese. The adsorption process also takes place on the bacteria stalk surface.

The precipitation zone around a well will take some time to build up. Often ten injection cycles or more will be required before the efficiency ratio of the plant can be determined. The efficiency ratio is defined as the ratio between the amount of pure water pumped out after an aeration and the amount of injection water used for aeration. This value varies much from plant to plant,

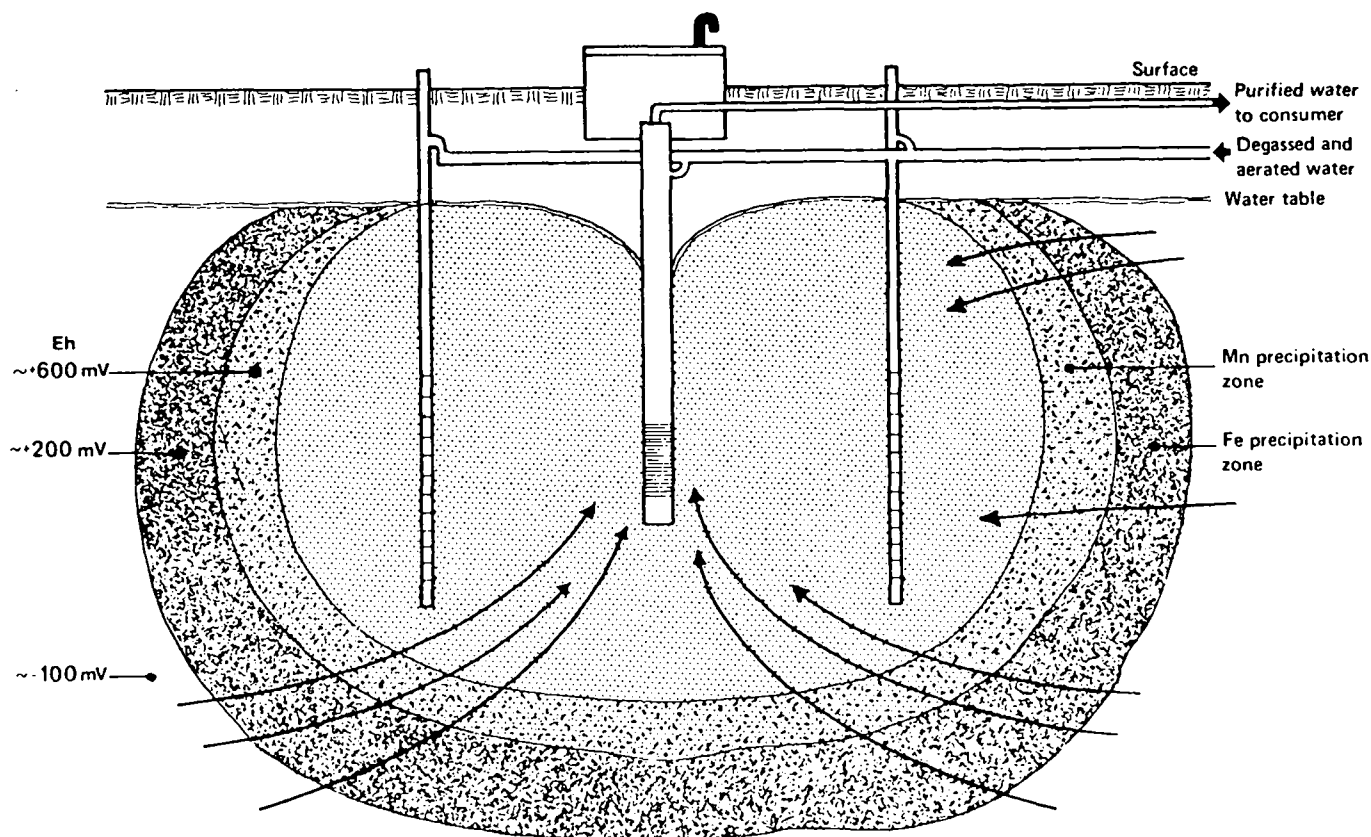


Fig. 2. With the Vyredox method an iron and manganese precipitation zone is achieved around the supply well. If the well is pumped, the ground water will pass the zone, and the iron and manganese will be retained in the soil. Iron is precipitated before manganese because of the "shape" of the redox-potential. Only water free from iron and manganese will enter the supply well.

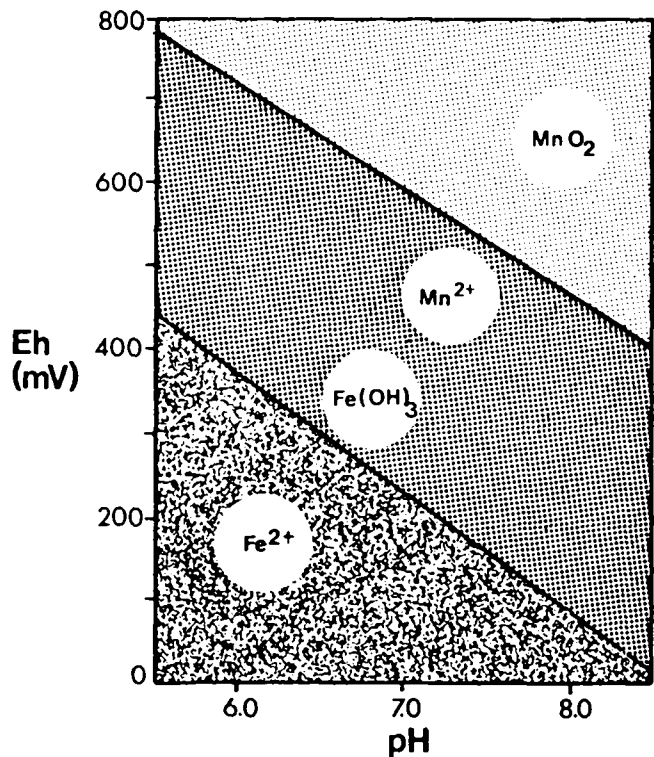


Fig. 3. Dissolved iron ( $\text{Fe}^{2+}$ ) and manganese ( $\text{Mn}^{2+}$ ) and the precipitated variants iron-hydroxide ( $\text{Fe}(\text{OH})_3$ ) and manganese-dioxide ( $\text{MnO}_2$ ) as functions of pH and redox-potential Eh. The sloping lines indicate equilibrium. As the redox-potential is increased for a given pH-value, first iron and then manganese will be precipitated.

depending on the chemical and hydrological circumstances in each case. Normally, a value around 10 will be obtained but the variation is as large as from about 3 to 50.

The precipitation zone has to be properly developed in order to achieve a good purifying result and a high efficiency ratio. Its size and shape has to be fitted not only to the aquifer but to each single supply well. In order to achieve this the injection wells are needed. Both the oxygenation kinetics and the precipitation kinetics have to be considered in dimensioning the zone. About one per mille of the soil's pores in the oxidated volume is allowed for the precipitation of one year.

## Experiences from practical applications

One of the first questions to arise in connection with a presentation of the Vyredox method is that of clogging. Often a fear is expressed that the aquifer soon will be clogged by precipitation, resulting in a severe decrease of the well's pumping capacity. The surprising answer is that the effect is rather the opposite! If the oxygenation zone is properly developed, and if the plant is run correctly, the pore volume of the aquifer will be affected only very slowly. Since reduced water often has proved to be responsible for well clogging the Vyredox treated well will be protected by the shield of oxygenated water around it. The precipitation will be located to a large pore volume at a sufficient distance from the well where no harm is done. Thus the well yield is maintained, and in some cases an increase of it has been observed during the first months of Vyredox operation.

Much attention has been paid at the built plants to the matter of precipitation and clogging. At the oldest Swedish plant in Grimsås, built in 1971, soil samples have been taken and investigated. It is not possible to take such samples without disturbing the pore structure somewhat. However, samples with relatively undisturbed sediments have been microscopically examined.

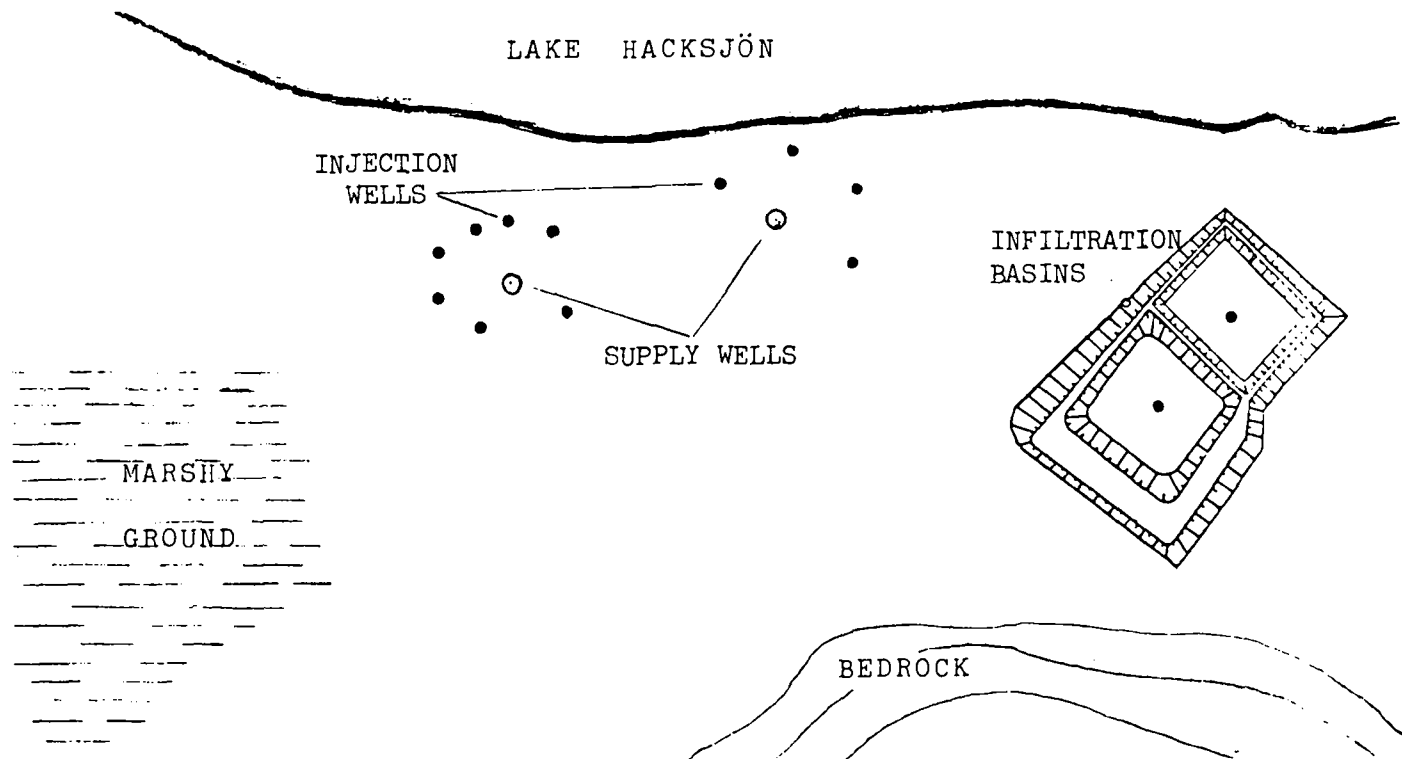


Fig. 4. Location of units at the Vyredox plant in Hovmantorp, Sweden. Surface water is infiltrated in the basins east of the supply wells. Reduced ground water enters the aquifer from the marshy ground south-west of the wells. Approximative scale 1; 1000.

It has not been possible to identify any severe precipitation in the interstitial spaces. In the lowermost sample, at the middle of the well screen, one or a few per cent of the pore volume show precipitate. The texture of the precipitate can in some cases be interpreted as "bacterial iron stalks". Also a mineral transformation has been observed from a brownish aggregate into reddish hexagonal plates. This is interpreted as a transformation from iron-oxihydroxide (e.g. goethite) into hematite. Thus the bacterially formed iron precipitate may turn

into more stable minerals such as hematite. This possibility has also been indicated by laboratory experiments.

In order to illustrate the need of correct location of the injection wells the Vyredox plant in Hovmantorp is studied. The aquifer is unconfined and shallow, and it more or less constitutes the shore of a small lake. There are two supply wells located only about 10-20 metres to the south of the lake. The aquifer is rather narrow, limited southwards by the bedrock. Reduced water enters the well area from south-west, and slightly

Table 1. Water analyses from the Vyredox plants in Grimsås, Sweden (built 1971), Stallarholmen, Sweden (1973), Trehøje, Denmark (1977) and Chalon-sur-Saone, France (1977)

	Grimsås			Stallarholmen			Trehøje		Chalon-sur-Saone	
	Before vyredox	After vyredox	Today (1979)	Before vyredox	After vyredox	Today (1979)	Before vyredox	After vyredox	Before vyredox	After vyredox
Colour (mg/l Pt)	85	<5	7	13	<5	<5	slightly yellowish	<5	none	none
Turbidity (ZP)	350	<10	4.5	190	38	49	slightly cloudy	clear	15 GdM	10 GdM
Smell	none	none	none	none	none	none	a little	none	—	—
Taste	none	none	none	none	none	none	—	—	none	none
Sediment	big, br. floccul.	none	none	none	none	none	a little	none	—	—
KMnO <sub>4</sub> -cons. (mg/l)	4	2	3	5	6	6	3.9	0.95	—	—
pH, pot.	6.6	9.0(NaOH)	8.6(NaOH)	7.5	7.6	7.6	7.2	7.9	6.9	6.9
NH <sub>4</sub> <sup>+</sup> (mg/l)	0.8	<0.1	<0.1	<0.1	0.2	<0.1	0.4	0.26	0	0
Hardness (mg/l Ca)	11	9	13	107	115	113	37	50	132	132
Fe <sup>++</sup> (mg/l)	3.9	<0.05	<0.05	2.3	<0.05	0.05	0.73	<0.01	0.80	0
Mn <sup>++</sup> (mg/l)	0.07	<0.05	<0.05	0.19	<0.05	0.05	0.07	<0.02	0.15	0
HCO <sub>3</sub> <sup>-</sup> (mg/l)	46	26	12	222	222	218	123	153	—	—
Cl <sup>-</sup> (mg/l)	16	24	12	15	28	23	18	18	7.1	7.1
SO <sub>4</sub> <sup>-</sup> (mg/l)	7	16	11	95	140	110	7.2	7.8	19	14
NO <sub>2</sub> <sup>-</sup> (mg/l)	<2	<2	<2	<2	<2	<2	0	0	0	0
NO <sub>3</sub> <sup>-</sup> (mg/l)	<0.01	<0.01	<0.01	<0.01	<0.01	<0.01	0	0	traces	traces
PO <sub>4</sub> <sup>-</sup> (mg/l)	<0.01	<0.01	<0.01	<0.01	<0.01	<0.01	0	0.14	0	0.12
Aggr. CO <sub>2</sub> (mg/l)	19	0	4	9	1	2	11.9	0	—	—
F <sup>-</sup> (mg/l)	—	0.2	<0.1	0.6	0.92	0.75	—	—	—	—
SiO <sub>2</sub> (mg/l)	—	—	—	—	—	—	14	—	0	1

aerated surface water is infiltrated east of the wells. The situation with waters of different quality mixing in the well screens led to clogging problems. In 1977 a Vyredox plant was put into operation, Fig. 4. Four injection wells were drilled around each supply well. This proved to be satisfactory for the eastern well where an efficiency ratio about 15 was soon established. The original contents, iron about 0,6 mg/l and manganese about 0,20 mg/l, were both reduced to less than 0,05 mg/l. In the other well, closest to the inflow of reduced water, the result was not equally good. Here, the iron content was 4,0 mg/l and the manganese content about 0,45 mg/l before Vyredox. The iron was removed sufficiently but the efficiency ratio was low. The manganese content was lowered only to values close to 0,10 mg/l. In order to improve the result, the plant was completed with three extra injection wells around this supply well. The new injection wells were drilled west and north of the well. This made it possible to distribute the injection water in a more appropriate way, and led to a considerable improvement of the purification result: both the iron and manganese are kept below 0,05 mg/l at an efficiency ratio about 4 which is satisfactory under the circumstances. The clogging problems disappeared shortly after the Vyredox plant was put into operation.

The original contents of iron and manganese in the untreated water varies much from plant to plant. Normally they lie in the intervals 0,3-30 mg/l iron and 0,2-4 mg/l manganese. In addition to the iron and manganese removal the method has proved to have some other positive effects on the water quality. This is illustrated for four cases in Table 1 which shows the water quality before and after Vyredox was installed. Typically the values of colour, turbidity, odour, etc., are improved and the amount of aggressive carbon dioxide is lowered.

The problems that have occurred in connection with the method are of the following kinds:

(a) Unsatisfactory dimensioning and construction of wells. (At the plant in Grimsås there are two supply wells. Six injection wells are drilled around each supply well. The aquifer is unconfined and consists of quaternary deposits. It contains a thin layer of very fine stuff,  $d_{50}=0,11$  millimetres. This layer was not revealed by the soil sampling previous to the well drilling. Thus too wide slot openings were chosen for the well screens, and the fine stuff entered into some of the injection wells and blocked their screens. When this was discovered the faulty injection wells were restored, and this led to an improvement of the efficiency ratio from about 5 to almost 10. This example demonstrates the importance of correctly constructed injection wells.)

(b) Shortage of injection water. (This happened at a plant near Stockholm because the water consumption was raised. The automatic control system was programmed for one injection every week but due to the increased consumption the injections were prohibited throughout the year. It was not possible to extend the raw water capacity, so the plant has to be used as a future reserve only.)

(c) Mistakes in the running of the plant. (Sometimes a well is pumped a longer time between the injections than as instructed in the operational manual. This is acceptable only if it happens occasionally. If it occurs regularly, however, the precipitation finally may take place too close to the well during the prolonged pumping period. This in turn can lead to a reduction of the well yield caused by iron and manganese deposits on the well screen. The well then has to be cleaned, for instance by using a suitable weak acid.)

(d) Imperfect location of the injection wells. (This case has been illustrated above regarding the Hovman-torp plant.)

The problems that have arisen in connection with the applications of the method have been possible to eliminate without any extensive arrangements. The method has found users in several countries in Europe and in the USA. The plant capacities are between 0,5 l/s and 300 l/s.

## References

- Hallberg, R. O., and Martinell, R. Vyredox—In Situ Purification of Ground Water. *Ground Water*, Vol. 14, No. 2, 1976, pp. 88-93.
- Niemistö, L., and Seppänen, H. A New Effective Method for Removing Iron from Ground Water. *Vatten*, 2/74, pp. 203-205.

## Summary

The soil is indeed a powerful tool for water treatment. It has a wide range of application, from waste water purification to production of fresh water for domestic and industrial use. One very elegant case is the conversion of surface water into ground water by artificial recharge.

Ground water becomes more and more attractive as the supply of fresh water. It is more abundant and easier to purify than surface water is. Sometimes no purification at all is needed before distribution to the consumers. However, iron and manganese occur frequently in ground water. This limits its use and calls for purification. The case of iron and manganese illustrates excellently the benefit of controlled water treatment in the soil.

Iron is the fourth most abundant element in the earth's crust. This consists of 4,7% by weight of iron. Ferrous oxide ( $\text{FeO}$ ) and ferric ( $\text{Fe}_2\text{O}_3$ ) are approximately equally abundant. The crust consists of 0,1% by manganese which, however, is more soluble in natural waters.

Traditionally iron and manganese are removed by oxidizing and filtering all the water in a plant above the ground surface. With a controlled treatment in the soil several disadvantages of traditional purification can be avoided. The Vyredox method tries to achieve this by adapting the natural processes of ground water purification to the environment of the well.

In aquifers where oxygenated rainwater is allowed to seep rapidly into the ground water the content of dissolved iron and manganese normally is low. If a low permeable layer in the soil prevents this entrance of oxygen the content is likely to be high. In such cases the Vyredox method is applied. It compensates for the lack of oxygen and turns the chemical balance of the aquifer over to the oxidative side. This retains iron and manganese in the soil.

Ground water is pumped from one supply well to an oxygenator, an aerating device. The water is enriched with oxygen which is picked up from the air. It is then pumped down into the aquifer again but around another well which has provided water with an iron content. This establishes an oxidized zone around the well. Certain iron and manganese bacteria are activated in the gradient between oxidized and reduced water. As the treated well is pumped, iron and manganese will precipitate in the oxidized zone. Only water free from iron and manganese enters the well screen.

After some time of pumping the zone will have decreased in size so much that iron and manganese again occur in the water. The oxygenation with aerated water is then repeated. Normally about ten times the injection water volume can be extracted before this occurs but this figure varies largely from plant to plant.

It is very important to develop the precipitation zone properly. For this purpose certain injection wells have to be drilled around the supply well. They are used for a correct distribution of the injection water. The zone around each supply well is dimensioned with respect to the oxygenation kinetics and the precipitation kinetics. One per mille of the soil's pores is allowed for the

precipitation during one year. This ensures a high well capacity for many years since the well is protected against the reduced water by the oxygenated zone. Field investigations and laboratory experiments have indicated transitions of the precipitates into crystal forms. The method has been applied on a municipal scale for about ten years. Plant capacities are 0,5 to 300 l/s.

## Résumé

Le sol constitue vraiment un puissant auxiliaire pour le traitement de l'eau et offre un large champ d'application allant de l'épuration des eaux à la production d'eau douce à usages domestique et industriel. Un cas très intéressant est celui de la conversion, par infiltration artificielle, de l'eau de surface en eau souterraine. Cette dernière devient de plus en plus attractive pour l'alimentation en eau douce. Comparée à l'eau de surface, elle est plus abondante et plus facile à épurer, cette dernière opération étant quelquefois inutile avant distribution aux usagers. Cependant, elle renferme fréquemment du fer et du manganèse, ce qui limite son usage et requiert son épuration. Le cas du fer et du manganèse illustre parfaitement l'avantage présenté par le traitement contrôlé de l'eau dans le sol.

Le procédé traditionnel d'élimination du fer et du manganèse consiste à opérer une oxydation et une filtration de toute l'eau dans une installation de surface, mais plusieurs désavantages présentés peuvent être évités par le traitement dans le sol. Le procédé Vyredox oeuvre dans ce sens en adaptant les processus naturels d'épuration de l'eau souterraine à l'environnement du puits.

Les couches aquifères, où l'eau de pluie oxygénée peut rapidement s'infiltrer jusqu'à la nappe souterraine, présentent normalement une teneur faible en fer et en manganèse. Mais, si une couche peu perméable du sol interdit à l'oxygène de pénétrer, cette teneur est probablement élevée. C'est dans de tels cas que le procédé Vyredox est applicable. Il compense le manque d'oxygène et refait passer la balance chimique de la couche aquifère du côté oxydant, retenant ainsi le fer et le manganèse dans le sol. A partir d'un puits d'alimentation, l'eau souterraine

est pompée jusqu'à un oxygénateur, un appareil d'aération. L'eau est enrichie avec de l'oxygène prélevé dans l'air et est ensuite renvoyée par pompage vers la couche aquifère mais autour d'un autre puits qui a fourni de l'eau ferrugineuse et autour duquel se forme une zone oxydée. Certaines bactéries du fer et du manganèse sont activées dans le gradient existant entre l'eau oxydée et l'eau réduite. Le puits traité subissant un pompage, ces deux métaux précipitent dans la zone oxydée. Seule de l'eau sans fer ni manganèse passe par le tube crépine. Après un certain temps de pompage, l'étendue de la zone a diminué à un tel point que l'eau véhicule à nouveau du fer et du manganèse. L'oxygénation avec de l'eau aérée est alors répétée. Normalement, il est possible d'extraire environ dix fois le volume d'eau injectée avant que ce phénomène se produise mais ce chiffre varie largement en fonction de l'installation.

Le développement de la zone de précipitation est très important et certains puits d'injection doivent être forés à cet effet autour du puits d'alimentation, leur rôle étant de répartir correctement l'eau injectée. La zone entourant chaque puits d'alimentation est dimensionnée en fonction des cinétiques d'oxygénation et de précipitation. Un pour mille des pores du sol est admis pour la précipitation pendant une année. Cela assure une capacité de puisage élevée pendant de nombreuses années étant donné que le puits est protégé par la zone oxygénée contre l'eau réduite. Des études sur place et des expériences de laboratoire ont indiqué qu'il y avait des passages des précipités à la forme cristalline. Ce procédé est en application à l'échelle d'une commune depuis environ dix ans. Capacité des installations: De 0,5 à 300 l/s.