

14th International
Water Supply
Congress



100000
14ème Congrès
International
des Distributions
d'Eau

100000
14ème

-7 1
I W S A 8 2

Seminar

on Developing Countries

Seminaire

sur les Pays en voie de Développement

Papers-Documents

Zürich

Thursday / Friday, 9-10 September 1982

Jeudi / Vendredi, 9-10 Septembre 1982

91 IWSA82-1111 }

71
 IWSA82
 ISN 1111
~~IN 82~~
~~10333~~
 (articles
 KD 3354 -
 KD 3350)

SEMINAR ON DEVELOPING COUNTRIES.

SEMINAIRE POUR LES PAYS EN VOIE DE DEVELOPPEMENT.

The papers received at 12th August, 1982 for presentation at the Seminar.
 (Reçu le 12 août)

SESSION II - WORKSHOP ON MANAGEMENT AND ORGANISATION.
ATELIER "GESTION ET ORGANISATION"

Page.

- X Management and Organisation of the National Water Resources in Senegal.
 Gestion et organisation des ressources nationales d'eau au Sénégal.
 A. FALL (SENEGAL) 1 - 24
- Management and Organisation in Rural Areas.
 Gestion et organisation dans les zones rurales.
 S. K. TASGAONKAR (INDIA) 25 - 35

SESSION III - SPECIAL SUBJECTS - SUJETS SPECIAUX.

- X Need for Well Survey and Groundwater Data Banking System as a tool to ascertain the potential of groundwater resources.
 Evaluation des ressources souterraines par l'emploi d'une banque de données sur les nappes et l'étude des sources.
 Z. HAMAN (DENMARK) 36 - 51 (PART I)
 52 - 72 (PART II)
 73 - 80 (PART III)
- Desalination - Dessalement
 D. ARGO (U.S.A.) 81 - 128

SESSION IV - WORKSHOP ON DISTRIBUTION - ATELIER "DISTRIBUTION".

- X Materials for Pipes.
 Matériaux de conduites.
 J. T. VAN DER ZWAN (NETHERLANDS) 129 - 138
- Operation and Maintenance of distribution Networks.
 Exploitation et Entretien des réseaux de distribution.
 F. OUALI (TUNISIA) 139 - 150
- X Water Supply in New Caledonia
 L'Alimentation d'Eau en Nouvelle Calédonie
 J. POULAIN (FRANCE) 151 - 183

INTERNATIONAL REFERENCE CENTRE
 INTERNATIONAL REFERENCE CENTRE
 for Community Water Supply

SESSION VI - WORKSHOP: SUPPLY TO CONSUMER
ATELIER "FOURNITURE AU CONSOMMATEUR"

- X First Experiences with a Women-Orientated
Project for the Water Decade.
1ère expérience d'un projet de la Décennie
destiné aux femmes.
SAMIA AL AZHARIA JAHN (SUDAN) 184 - 187
- X Design and Construction of Trinidad Water
Supply.
Distribution d'eau à la Trinité.
FRED E. HAREM (U.S.A.) 188 - 198
- Metering/Comptage
R. MOURTADA (SYRIA) 199 - 213

LA POLITIQUE DE L'EAU AU SENEGAL.

Mr. A. B. FALL, SENEGAL.

INTRODUCTION

Le Sénégal est situé à l'extrême Ouest de l'Afrique tropicale entre 12° et 16°30 de latitude Nord, 11°30 et 17°30 de longitude Ouest.

Le pays est très plat sauf à l'Est, il a une superficie de 196 722 km². La population du Sénégal est estimée à 5 507 684 habitants pour 1979, avec un taux d'accroissement de 2,8 %. Sa densité moyenne est de 28 habitants/km².

Le climat est caractérisé par des pluies de mousson de saison chaude (été, ici hivernage) et d'une période de plus en plus courte (3 à 5 mois), et de plus en plus abondantes (200 à 1500 mm) du Nord vers le Sud et par des températures qui croissent du rivage vers l'intérieur. Il est bordé sur 500 km environ, à l'Ouest, par l'Océan Atlantique.

On distingue une zone subcanarienne (côté Nord-Ouest) où durant les six mois d'hiver, l'alizé rend la température supportable, une zone sahélienne couvrant le 1/3 Nord du pays, où la savane herbacée annonce le désert ; les zones de fôrets-galeriers du type guinéen au Sud et Sud-Ouest.

Le Sénégal dispose de ressources en eau variées mais la mise en oeuvre de ces ressources devra tenir compte de leurs caractéristiques variables et surtout de leur capacité, de l'importance des besoins en eau de différentes natures et la tendance de l'évolution de ces ressources et des besoins en eau. Dans le cadre de cette communication nous faisons dans un premier temps le point de nos ressources en eau.

En partant d'une connaissance approfondie des ressources disponibles, nous avons défini dans la deuxième partie de ce document les besoins actuels et leur évolution dans le temps.

Ces besoins concernent les hommes, les animaux, l'agriculture, l'industrie et le tourisme.

Enfin, nous terminerons par des perspectives en rapport avec les objectifs globaux du VI^e Plan visant à combler les insuffisances qualitatives et quantitatives d'eau qui prévalent tant en milieu urbain que rural.

I - APERCU SUR LES RESSOURCES EN EAUX

Ces ressources varient d'une région à une autre et dépendent fortement des conditions climatiques et de la nature des sols. On distinguera les eaux de pluies, les eaux de surface et les eaux souterraines.

I.1.- Les eaux de pluies

Les pluies sont conditionnées par le régime des vents et influencées par la température et l'évaporation. Elles approvisionnent plus ou moins les autres catégories d'eau, selon la zone considérée.

Au Sénégal, pays sahélien, le régime des pluies est caractérisé par :

.a) - leur répartition dans le temps, de Mai à Octobre au Sud et à l'Est du pays, de Juillet à Octobre dans le Nord.

.b) - l'irrégularité dans l'espace et dans le temps, qui affecte aussi bien les totaux annuels que la répartition des pluies au cours d'une même saison.

.c) - une opposition marquée entre une longue saison sèche de 7 à 9 mois avec une saison pluvieuse de 3 à 5 mois.

Les normales pluviométriques croissent de 250 mm au Nord à 1500 mm au Sud.

Les pluies tombant actuellement sur le Sénégal représentent un volume de 100 à 200 milliards de m³ d'eau. La plus grande partie (60 à 80 %) de cette eau, échappe par évaporation ou ruissellement vers les bas fonds, parfois marécageux et salés.

I.2.- Les eaux de surface

En raison de sa faible pluviométrie et de l'importance de l'évaporation, le Sénégal n'est pas doté de possibilités importantes en eaux de surface. Le réseau hydrographique est mal réparti, en particulier un vaste territoire sans cours d'eau pérennes s'étend, pratiquement entre le Fleuve Sénégal au Nord et le Saloum au Sud-Ouest.

On distingue ainsi :

- Les cours d'eau internationaux résultant d'écoulements à longue distance qui descendent des contreforts du Fouta-Djallon. Ils charrient d'importants apports provenant des régions guinéennes abondamment arrosées, leur régime est fortement affecté sur leur partie aval par le climat sahélien. Ces grands axes sont :

- . Le Sénégal et
- . La Gambie.

. Le Sénégal

Long de 1790 km, le fleuve Sénégal prend sa source dans le Fouta Djallon, en Guinée-Conakry, traverse la partie occidentale du Mali, puis constitue sur tout le reste de son parcours la ligne frontière entre les territoires du Sénégal et de la Mauritanie.

La valeur moyenne des débits, calculés sur 65 ans (1903-1968) est de 771 m³/s à Bakel, soit un volume moyen annuel écoulé de 24 milliards de m³.

Il faut signaler que le lit du fleuve sur une longueur de 250 km, depuis l'embouchure, se trouve nettement en dessous du niveau moyen de l'océan, il en résulte en période d'étiage, une avancée d'eau salée jusqu'à 183 km de l'embouchure avec une fréquence de dépassement de 50%. Le bassin supérieur du Sénégal en amont de Bakel est très accidenté et parcouru par quatre affluents principaux : la Falémé, le Bafing, le Bakoye et le Baoulé.

. La Gambie

Long de 1130 km, elle prend sa source au Fouta Djallon. Ce fleuve est moins bien connu que le Sénégal. Cependant, les données recueillies à la station de Goulombo qui date de 1953 ont permis de caractériser en ce point le régime du fleuve.

- Valeur moyenne des débits (module média) = 300 m³)
- Volume moyen annuel écoulé : 9,460 Milliards de m³

L'équilibre saisonnier entre la poussée des marées et celle des eaux de crue fait remonter l'eau salée jusqu'à 260 km de Banjul (situé à l'embouchure).

Le bassin versant du fleuve Gambie couvre 75 000 km² en majorité au Sénégal :

- Sénégal : 53 000 km²
- Gambie : 12 000 km²
- Guinée-Conakry 10 000 km².

Le bassin versant utile est dans sa quasi totalité au Sénégal Oriental où coulent ses principaux affluents : Sandougou, Niériké, Niokolo-Koba, Koulountou. Un autre affluent-défluent, le Bao-Bolon est situé dans la région du Sine-Saloum (Sénégal).

- Les cours d'eau nationaux : il s'agit essentiellement de la Casamance et du Saloum, ils sont très peu connus par rapport au Sénégal et à la Gambie.

Le régime de la Casamance à Kolda situé à 230 km de l'embouchure, se caractérise comme suit en année normale :

- Valeur moyenne des débits : 6,1 m³/s
- Volume moyen annuel écoulé : 192,4 Milliards de m³.

Comme pour le Sénégal, l'utilisation des eaux des autres fleuves (Gambie, Casamance, Kayanga, Saloum, Somone) et l'aménagement de leurs bassins sont subordonnés à une connaissance très poussée du fleuve, de son régime, du sol, des conditions climatiques, humaines, animales, végétales du bassin versant.

- Lacs et Niayes :

Le lac le plus important du Sénégal est celui du Guiers avec une superficie moyenne de 200 km² (cote : + 0,00 IGN) réalimenté par le fleuve Sénégal, il fournit quelques 41 000 m³/j pour l'alimentation en eau de DAKAR et des centres situés le long de la conduite d'amenée.

Dans les Niayes aussi, entre DAKAR et LOMPOUL, sur la côte Atlantique, existent des ressources en eau de surface (lacs et marigots) salée ou non, mais les études hydrologiques n'ont pas encore permis de les quantifier.

I.3.- Les eaux souterraines

Les nappes aquifères du Sénégal sont situées dans des terrains sédimentaires dont l'épaisseur peut être considérable (jusqu'à 1700 m par endroit). D'une façon générale, les nappes utilisables sont situées entre 10 et 550 m de profondeur. L'eau souterraine est partout présente sauf dans le triangle Sud-Est où le socle ancien affleure.

Les vastes réserves d'eau souterraine peuvent être classées en 3 (trois) catégories :

- Les nappes phréatiques ou superficielles, ce sont :

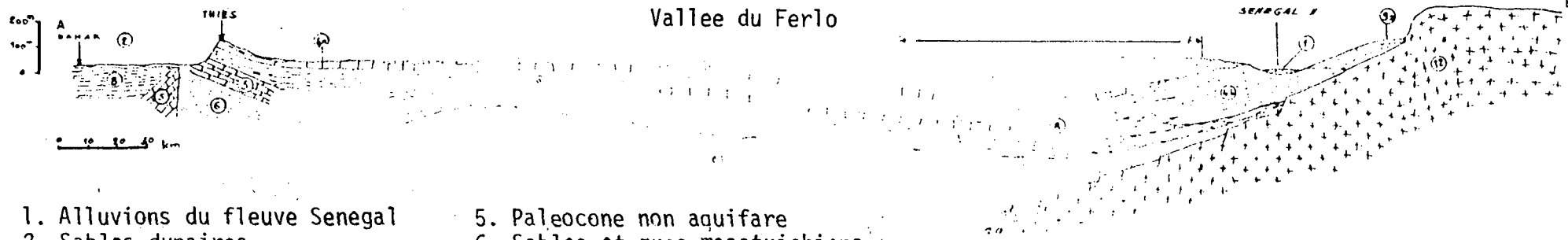
- . la nappe du continental terminal à l'Est du méridien 16°. Elle est entre 0 et 20 m en Casamance et entre 40 et 60 m (voir localement à 120 m) au Nord de l'axe Kaolack - Tambacounda. Ses débits sont intéressants sauf au Nord.
- . A l'Ouest du méridien 16°, on rencontre les nappes logées dans les formations géologiques situées entre le maestrichtien et le quaternaire.

- La nappe profonde des sables maestrichiens que l'on trouve généralement entre 200 et 400 m, parfois à 100 m et au-dessus de 500 m avec de forts débits couvre les 2/3 du territoire même si la qualité de ses eaux n'est pas toujours bonne et ses caractéristiques hydrogéologiques favorables.

- Les ressources moins abondantes du socle ancien : nappes discontinues rencontrées dans les terrains d'altération ou de fissuration.

TABLEAU I - RESSOURCES EN EAU SOUTERRAINE -

DESIGNATION	CAPACITE	QUALITE DES EAUX	OBSERVATIONS
<u>I - AQUIFERES GENEALISES -</u>			
<u>1. Aquiferes phréatiques</u>			
- Nappe des alluvions du fleuve Sénégal entre BOGHE et BAKEL	Etudes hydrogéologique sur programme OMVS, financement USAID.	R S = 70 à 300mg/l	en aval de BOGHE la nappe des alluvions a des teneurs allant de 10 à 40 g/l.
- Nappe des alluvions marini du delta du Saloum		Eaux très salées Teneur de 40G/l	Lentilles d'eau douce dans les îles.
- Aquifères des sables quaternaires.	100.000 m3/j	Faiblement minéralisés	65.000m3/j exploité pour l'AEP du Cap Vert.
- Aquifère du Continental Terminal	Etude hydrogéologique programmée.		
. Nappe du Ferlo	48.000m3/j	R S 200mg/l	(Etude hydrogéologique en cours.)
. Nappe de Sine Gambie		(R S 100mg/l	
. Nappe de Casamance		(pH 6	
- Nappe du miocène marin en Casamance			
- Aquifères des calcaires éocènes Bambey-Louga	100.000 m3/j	Qualités hydrodynamiques et hydrochimiques assez variées.	
- Aquifères des calcaires paléocènes			
. Pout, Sébikotane, Mbour.	52.000m3/j.	Excellente qualité chimique Invasion saline à l'extrême Sud minéralisation	30.000 à 45.000 m3/j exploité pour l'AEP du Cap-Vert. 2 à 7g/l.
<u>2. Aquifères profonds</u> <u>Nappe maestrichtienne</u>	Production en 1976 8 millions de m3/an	Minéralisation variée (voir carte) présence de fluor surtout dans la 1/2 Ouest.	Entre 100 et 500 m de profondeur. Etude hydrologique programmé.
<u>3. Aquifères discontinus</u>			
- Aquifères du socle ancien	Faible débit		Réalimentation par les pluies et les ruissellements.



- 1. Alluvions du fleuve Senegal
- 2. Sables dunaires
- 3. Sables et gres argilux du Continental Terminal
- 4a Facies calcaire et dolomitique de l'Eocene
- 4b Facias sableux et graseux de l'Eocene
- 5. Calcaires pelecenes
- 5. Paleocone non aquifare
- 6. Sables et gres maastrichtiens
- 8. Morno-calcaires aocenes
- 9a Biseau sac
- 12 Socle cristallin at cristallophytica

FIGURE N°1: COUPE SCHEMATIQUE DU BASSIN SENEGALAIS SUIVANT A-B FIGURE N°2

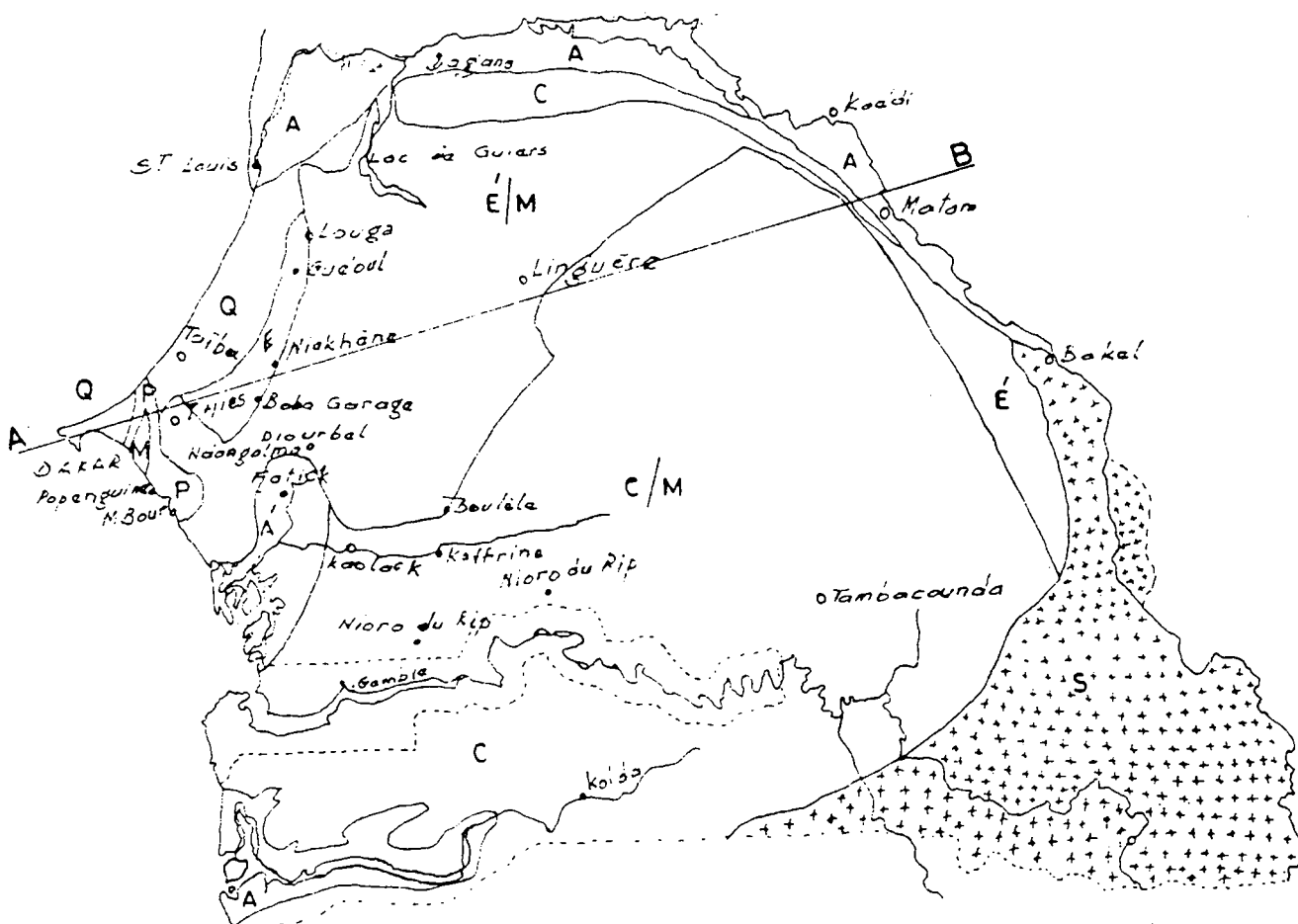
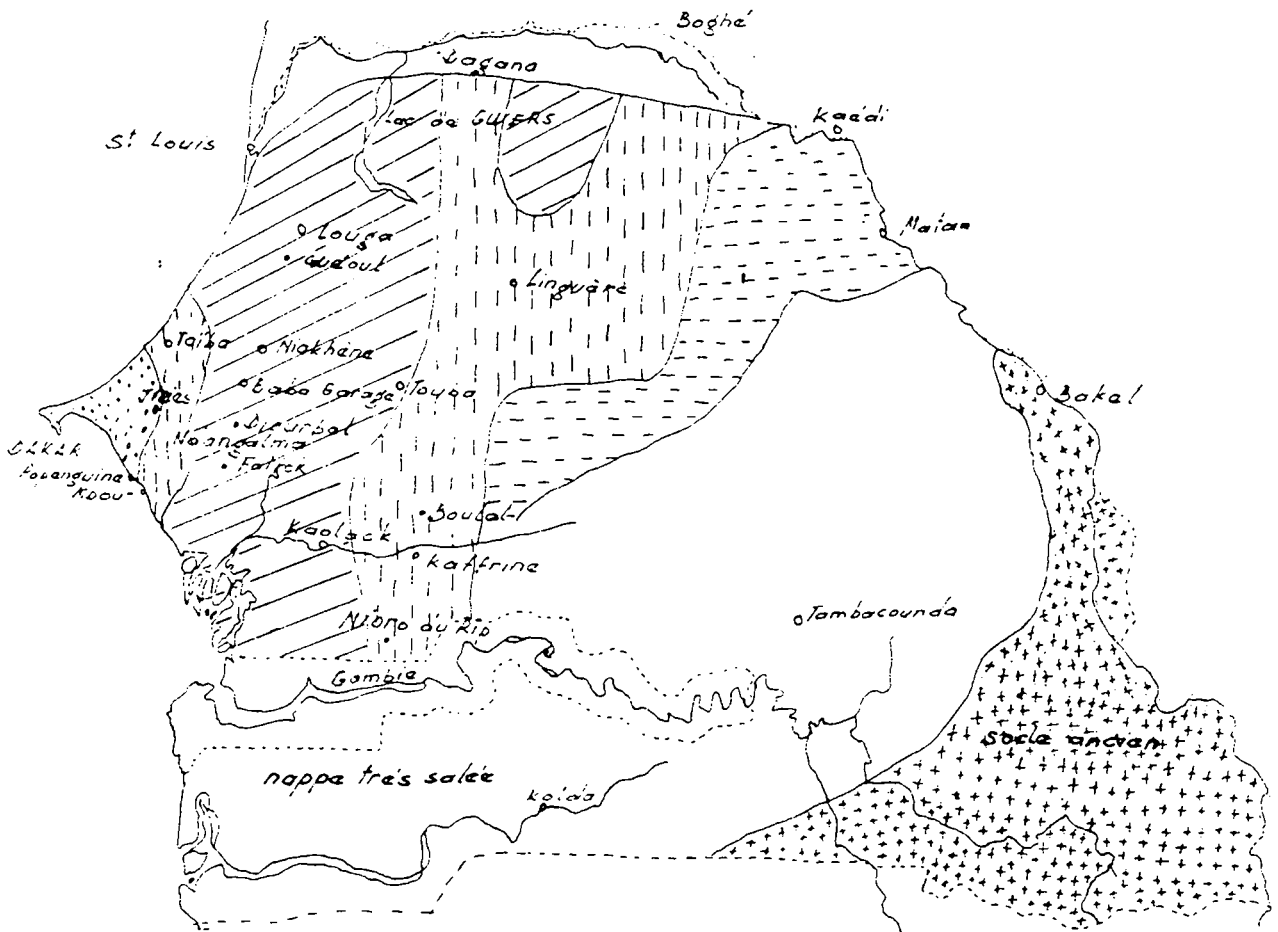
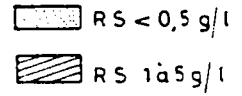
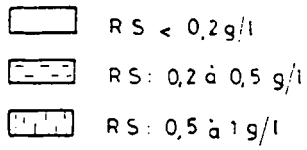


FIGURE N°2: NAPPES PHREATIQUES

- A - Nappe alluviale du fleuve SENE GAL
- A' - Nappe alluviale maritime
- C - Nappe du Continental Terminal
- E - Nappe des calcaires éocènes
- E' - Nappe des Marno-calcaires éocènes
- M - Nappe profonde maestrichtienne
- P - Nappe du Paléocène
- S - Socle ancien.



**FIGURE N°3 : QUALITE DE L'EAU DE LA NAPPE
PROFONDE MAESTRICHTIENNE**

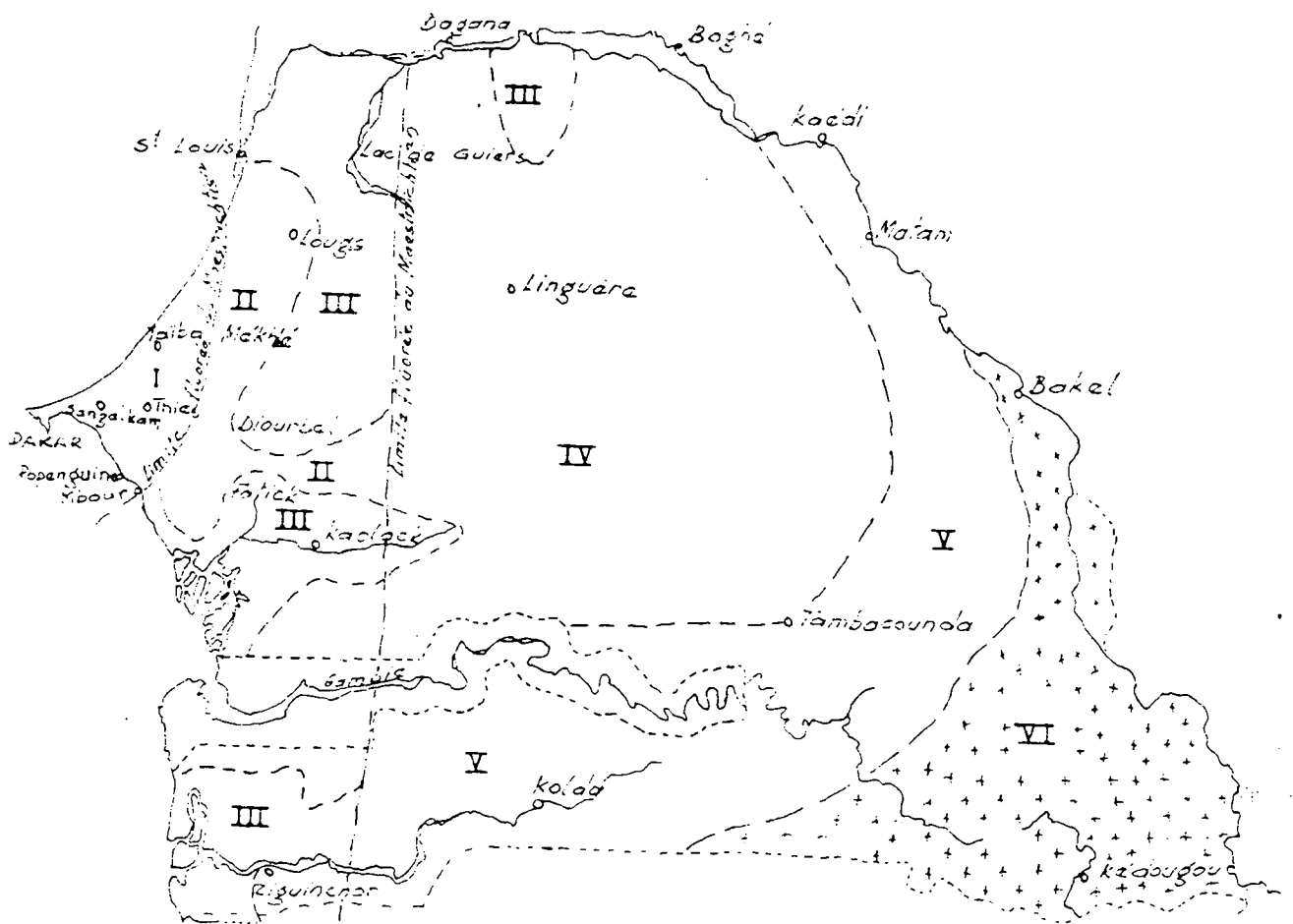


FIGURE N°4 : EXPLOITABILITE DES NAPPES PAR ZONE

Fig. 1 : Coupe schématique du bassin sédimentaire sénégalais
(Coupe AB).

Fig. 2 : Nappes phréatiques

Fig. 3 : Nappe profonde du maestrichtien.

Il ressort de ce qui précède, qu'il existe de l'eau souterraine en grande quantité sur le territoire du Sénégal. Il s'agit comme pour l'eau de surface d'ailleurs, de la mettre en exploitation de la façon la plus rationnelle possible selon les objectifs visés par la politique de développement adoptée pour chacun des secteurs concernés : besoins des hommes, du bétail, de l'agriculture et de l'industrie.

La qualité des eaux est généralement acceptable, sauf pour le maestrichtien qui est salé en Casamance et très chargé dans une bande centrale Nord-Sud délimitée grossièrement à l'Ouest par une ligne Léona-Méckhé-Joal, et, à l'Est par le méridien 15°3'. Le tableau précédent donne également la capacité de quelques nappes actuellement connues. Les différentes études en cours et projetées permettront de faire l'inventaire exact de ces ressources, de quantifier les besoins, de planifier et de gérer ces ressources.

Pour le moment, compte tenu de l'état des connaissances exposées plus haut, nous synthétisons ci-après une possibilité d'exploitation des eaux souterraines par zone.

Fig. 4 : Exploitabilité des nappes par secteur.

- Zone I : A l'Ouest de la ligne Méckhé-Mbour : Ressources importantes, généralement de bonne qualité aussi bien pour l'AEP que pour l'irrigation (nappes phréatiques + maestrichtien). Cependant, celle du Cap-Vert sont déjà surexploitées.

- Zone II : Elle correspond à l'aquifère des calcaires éocènes de Bambey, Louga et à celui des calcaires Paléocènes de Mbour, Fatick qui y donne une eau de bonne qualité avec de bons débits par endroits. Elles peuvent satisfaire les besoins des villages, des centres urbains et l'irrigation de petits périmètres agricoles à condition que les coûts d'exploitation restent modiques.

- Zone III : Elle comprend les zones deltaïques et celle de forte minéralisation du maestrichtien. Les quelques nappes phréatiques (lentilles) existantes ne peuvent satisfaire que l'AEP des villages et de centres moyens. On recherche les utilisations (agricoles ou pastorales) pouvant s'accommoder à la qualité de ces eaux.

- Zone IV : Les nappes phréatiques y sont faibles au Centre et à l'Ouest, notamment dans la zone sylvo-pastorale. Cependant, la nappe maestrichtienne permet de résoudre les problèmes d'AEP ou d'irrigation par forages profonds. Compte tenu des débits importants on envisage des utilisations multiples des points d'eau (utilisation pastorales, cultures fourragères, AEP).

- Zone V : Les ressources y sont importantes aussi bien pour les nappes phréatiques que pour la nappe profonde du maestrichien et l'eau est de bonne qualité. Les nappes phréatiques peuvent satisfaire par forage ou puits la plupart des besoins en eau pour l'AEP ou pour l'irrigation sans qu'il soit nécessaire de capter le Maestrichtien.

- Zone VI : C'est la zone du socle ancien où les ressources en eau souterraines sont toujours faibles et la satisfaction de gros besoins ne pourra être assurée que par les importants cours d'eau de ce secteur et des retenus collinaires.

Ayant défini plus haut les différentes ressources en eau disponibles au Sénégal, il s'agit maintenant de cerner les besoins en eau actuelle et leur évolution dans le futur.

II - BESOINS EN EAU ACTUELS ET LEUR EVOLUTION DANS LE FUTUR

II.1 - Hydraulique urbaine

L'hydraulique urbaine concernera le Cap-Vert et les villes de l'intérieur. Elle s'adressera donc à 2 065 000 personnes en 1980 contre 4 051 000 personnes estimées en l'an 2 000 sur une population totale de 5 668 854 personnes en 1980 et 9 472 014 en l'an 2 000.

En considérant que le taux de croissance de population dans les villes de l'intérieur est d'environ 2,6 % contre 5 % pour la région du Cap-Vert, on peut dresser le tableau d'évolution suivant :

TABLEAU II :

BESOINS EN EAU

ANNEES	HYDRAULIQUE URBAINE						HYDRAULIQUE VILLAGEOISE ET PASTORALE				BESOINS TOTAUX m3/jour
	CAP-VERT		VILLES DE L'INTERIEUR		TOTAL HYDRAULIQUE URBAINE		Population	Consom- mation moyenne par tête en litre	Cheptel	Besoin m3/jour	
	Population	Besoins m3/jour	Population	Besoins m3/jour	Population	Besoins m3/jour					
1980	1.175.075	129.000 (140.000 en J de pointe	889 969	36.000	2.065.044	165.000	3.720.408	(60)	2.525.000 bovins et 2.825.000 caprins 342.000 chevaux 220.000 ânes 345.000 porcs 7.200 drom	151.500	316.500
1985	1.499.727	166.000	1.011.840	52.000	2.511.567	218.000	4.087.532	(60)	2.563.800 bovins	159.000	377.000
1990	1.914.074	212.000	1.150.399	76.000	3.064.473	288.000	4.490.885	(60)	2.789.000 bovins	167.000	455.000
2000	2.522.841	350.000	1.430.070	160.000	3.952.911	510.000	5.420.924	(60)	3.081.000	185.000	695.000

Actuellement, 37 villes bénéficient d'un réseau d'adduction d'eau et sont incorporées dans la concession de la SONEES.

L'hydraulique urbaine s'adresse à cette population des villes qui, non seulement augmente en nombre mais, avec l'élévation de son niveau de vie, devient de plus en plus consommatrice d'eau et de plus en plus exigeante quant à la qualité de celle-ci.

A l'examen de ce tableau, on constate que les besoins en eau du Cap-Vert à partir de 1980 ne sont plus couverts par la production des nappes de la presqu'île (138 000 m³/j).

Face à ces contraintes, il apparaît nécessaire de prendre des mesures tant pour augmenter les quantités que pour sélectionner les différents utilisateurs. Les maraîchers du Cap-Vert devront d'une part, cesser de croître, d'autre part, s'alimenter à partir d'eau brute et d'eau usée traitée.

Pour parler des centres de l'intérieur, nous disons que la consommation d'eau est relativement faible. En effet, elle est de 36 000 m³/j en 1980.

II.2.- L'hydraulique villageoise et pastorale

Il ressort de ce tableau, que les besoins réels du monde rural sont supérieurs aux productions actuelles enregistrées. Les besoins totaux en 1980 s'élèvent à 151 500 m³/j. Pour la même période (1980), il existait 1050 captages pérennes produisant 23 000 m³/j et 40 000 puits de construction artisanale dont 30 000 fonctionnent toute l'année.

Dans le cadre d'une vision globale de développement, les projets hydrauliques tiendront compte des besoins de la reforestation, et seront conçus de manière à permettre des actions de reboisement aux alentours des forages, ce qui permettra non seulement d'améliorer l'environnement et de freiner le désert, mais aussi de mettre à la disposition des pasteurs des produits de cueillette.

II.3.- L'hydraulique agricole

L'agriculture est la base actuelle de notre économie nationale, car le Sénégal est un pays essentiellement agricole dont 71 % travaillent à la campagne. La politique du Gouvernement est de s'orienter vers les cultures irriguées (canne à sucre, riz, tomate), les cultures pluviales (arachide, mil, sorgho, coton, niébé) et les cultures fruitières.

Toutes ces cultures dépendent largement des eaux de surface et de pluies. Les eaux souterraines sont utilisées comme appoint.

Cette politique est soutenue essentiellement par des grands projets régionaux qui s'articulent autour des fleuves Sénégal et Gambie.

Les objectifs globaux du VIème Plan visent à combler les insuffisances qualitatives et quantitatives qui prévalent en milieu rural et urbain. Le Gouvernement porte une attention particulière à l'hydraulique rurale qui absorbera 66 % des investissements prévus dans le secteur de l'eau pendant la période de 1981 à 1985. Compte tenu de ce qui précède, une politique nationale de la gestion de l'eau doit être menée. C'est ce que nous allons voir dans la troisième partie.

III - GESTION DES RESSOURCES EN EAU ET PERSPECTIVES

La gestion de l'eau permettra son utilisation pour une meilleure satisfaction en qualité et en quantité des besoins croissants des populations, du bétail, de l'agriculture et de l'industrie. La satisfaction des besoins de ces secteurs d'activités nécessite la remise à jour constante des connaissances sur les ressources en eau, sur leur qualité et quantité, sur leurs limites d'exploitation et les moyens de les maîtriser.

A cet effet, le Sénégal a intensifié les études hydrologiques et hydrogéologiques en insistant sur les inventaires des ressources en eau souterraine, et sur la gestion et la protection des nappes soumises à l'exploitation.

Au Sénégal, les pluies tombant annuellement sur le territoire représentent un volume très important d'eau, dont une partie permet aux cultures sous pluies de se développer, une autre réalimente les réserves souterraines, tandis que le reste (60 à 80 %) échappe par évaporation ou par ruissellement.

Afin de réduire cette perte d'eau énorme, une étude des possibilités de stockage des eaux de ruissellement a démarré dans le Sud du Sine-Saloum, en Casamance et au Sénégal-Oriental où les conditions naturelles semblent plus favorables.

Au même moment, avec ses faibles moyens le Sénégal pratique, à petite échelle les techniques de pluies provoquées.

Le réseau hydrographique du Sénégal est mal réparti. C'est ce qui explique les difficultés des populations et du bétail à s'alimenter.

A cet effet, la présence du fleuve Sénégal atténue quelque peu ces difficultés.

Cependant la situation reste dramatique dans plusieurs localités de cette région où les besoins des hommes, des animaux et de l'agriculture sont en concurrence devant les ressources existantes. Des mesures de sauvegarde ont été prises, et le principe d'une priorité aux besoins domestiques affirmé a été adopté.

La politique de l'eau dans cette région doit tenir compte de trois zones différentes : la zone du Delta, la zone de la Vallée et la zone sylvopastorale. La zone du Delta est caractérisée par la salinité de ses eaux. Les seules ressources actuelles sont celles du Fleuve.

Dans le cadre de l'organisation pour la mise en valeur du Fleuve Sénégal (OMVG), il est prévu d'ici 1986 la construction de deux barrages : DIAMA et MANANTALI. Le barrage de Diama qui est en cours de construction est un barrage antisel et d'irrigation. Il permettra d'irriguer environ 42 000 ha dont près de 28 000 ha au Sénégal, de même que le remplissage des dépressions intérieures tels que le lac de Guiers, le Lampsar, etc...

A partir de la réserve du barrage, les besoins en eau de populations (villes et villages) situées le long du Fleuve seront largement satisfaits, tandis que le remplissage correct et permanent du Lac de Guiers permettra d'améliorer notablement l'alimentation en eau de DAKAR et tous les Centres situés le long de la conduite.

Le barrage de Diama laissera cependant non résolus les problèmes de certains villages du Gandiolais, du Toubé, de la zone de Mpal, Rao, Fass, d'importants travaux d'adduction à partir de la réserve de Diama devront être envisagés.

Il reste aussi après un inventaire systématique à faire appel aux lentilles d'eau douce qui y existent.

Le barrage de Manantali, situé au Mali, permettra d'irriguer 255 000 ha dont 170 000 ha au Sénégal.

L'alimentation des nappes alluviales de la sous-région de la vallée est en rapport avec les crues du Fleuve donc avec la régulation du débit du fleuve. Une fois que les études entreprises permettront de définir les modalités de leur exploitation, les nappes alluviales seront captées de préférence au Maestrichier.

La sous-région de la zone sylvopastorale est caractérisée par le bilan hydrologique particulièrement déficitaire. A l'intérieur d'une zone délimitée par une ligne Nord-Sud passant entre Coki et Dhara, et d'une autre ligne entre GUEDE et PODOR, les formations qui s'y succèdent sont plus ou moins stériles et les débits y sont donc très faibles.

L'alimentation des petits villages y est quasi impossible. Seul le captage du Maestrichien par des forages profonds et coûteux permet de faire face aux besoins des populations et du bétail, tout en évitant la surcharge des pâturages au pied des forages mais en envisageant aussi, selon la rentabilité de l'opération, des cultures fourragères complémentaires.

En liaison avec la Direction de l'Aménagement du Territoire un regroupement des villages doit être entrepris, seul moyen de justifier un programme hydraulique cohérent, avec une bonne distribution géographique des forages.

Dans l'autre zone allant de l'Est de la région de Louga, du Nord-Est du Sine-Saloum et du Nord-Est du Sénégal-Oriental, tout projet de développement devra obéir à un préalable, qui est celui du regroupement des populations en cellules d'activités homogènes.

Une autre situation est celle de la zone qui va du Diene au Sénégal-Oriental et du Sud-Est du Sine-Saloum. En plus du Maestrichien, il y existe des possibilités d'exploitation des aquifères dans des conditions d'exhaure satisfaisants. Cette zone offre les conditions générales les plus favorables qui y autorisent un développement basé sur l'agriculture et l'élevage.

Le Sénégal-Oriental est l'une des régions les plus arrosées du pays (700 mm à 1 300 mm).

De même la topographie et la nature des terrains y ont permis l'existence d'importantes quantités d'eaux de surface notamment : la Falémé, la Gambie et les eaux de ruissellement.

Le Falémé fait partie du programme de deuxième génération l'OMVG qui prévoit un barrage à Gourbassi pour en réguler le cours tandis que la Gambie fait l'objet d'études dans le cadre de l'OMVG (projets de barrage hydroélectrique à Kébréti et Sambagalou et de barrage antisel dans la basse vallée de la Gambie).

Malgré l'important ruissellement des eaux de pluies, le territoire est sec dans sa partie Sud-Est où il est envisagé la réalisation de petits barrages pour le stockage des eaux de captages dans des terrains d'altération et de fissuration pour l'alimentation des hommes, du bétail et de l'agriculture. Cependant les problèmes sanitaires qui seront posés n'ont pas été perdus de vue.

Le Sénégal-Oriental est également pourvu en ressources souterraines.

Sur le plan général, la région possède des ressources suffisantes qui lui permettent d'avoir de grandes ambitions dans les domaines agricole et industriel.

Le Bilan hydrologique de la région du Sine-Saloum est favorable en année normale. Les eaux de surface se limitent à celles du Saloum et du Sine qui sont salées.

En ce qui concerne les eaux souterraines, la zone située à l'Est de Birkilane a une situation comparable à celle des zones favorisées de la région du Fleuve.

A l'Ouest comme dans le bassin du Saloum, les eaux sont impropres à la consommation. Ces zones sont dépourvues d'eau potable en dehors des faibles lentilles d'eau dont le captage est envisagé avec les moyens appropriés (puits filtrants et faibles débits de pompage).

La région du Sine-Saloum se trouve donc être l'une des régions les moins favorisées. Aussi a-t'il été décidé, dans le cadre des projets SODEVA, d'établir un plan directeur pour l'étude et l'utilisation des ressources en eau dont elle dispose

Concernant la région de la Casamance, on peut retenir que la basse Casamance, contrairement à l'opinion généralement répandue, n'est pas riche en eau. Elle le sera sûrement lorsque seront entièrement réalisés nos projets de réalisation d'infrastructures pour la conservation des eaux de pluies d'une part et d'autre part, l'édification de petits barrages pour couper les vallées secondaires et pour empêcher la remontée des eaux salées en hivernage ; ce qui n'est pas le cas dans la haute Casamance où les eaux souterraines sont de bonne qualité et les risques d'invasion marine sont presque nulles. En ce qui concerne les eaux de surface, en plus de la Casamance, le Kayanga et l'Anambé permettent d'entreprendre des activités agricoles et agro-industrielles. Le barrage sur l'Anambé sera un des moyens de cette politique.

La zone des terrains anciens est constituée de roches dures entaillées par des lits de plusieurs cours d'eau. Elle est suffisamment pourvue en eaux pluviales et eaux de surface, mais les ressources en eaux souterraines y sont difficilement exploitables et pas pérennes.

La région de la Casamance est donc suffisamment dotée en ressources en eau. Le problème le plus urgent est d'y entreprendre une étude généralisée des nappes et des cours d'eau. Cette étude a démarré en 1978.

La région de Diourbel présente des terrains perméables ne permettant pas la retenue des eaux de pluies, et l'évaporation y est très forte, ce qui limite tout projet de conservation de ces eaux.

Les eaux nouterraines constituent donc les seules ressources de la région de Diourbel.

La région de Diourbel présente donc sur le plan hydrologique un bilan négatif. Au stade de nos connaissances sur les réseaux hydrologique national, la région n'autorise pas la création de nombreuses activités économiques grosses consommatrices d'eau. Dans cette région, les problèmes y sont complexes et appellent des solutions originales.

La région de Louga présente un bilan hydrologique identique à celui de la région de Diourbel. Le bilan y est négatif du fait de la rareté des pluies (400 à 700 mm) et l'absence d'eau de surface. Seules y existent les eaux souterraines. Le développement de la région mise à part sa partie d'extrême Nord reposera essentiellement sur l'exploitation des nappes souterraines (expérimentation de l'agriculture irriguée à partir de forage sur le plan économique).

Sur le plan hydraulique, les régions du Cap-Vert et de Thies forment une zone homogène. Ces deux régions sont essentiellement marquées par la forte concentration des hommes et des activités industrielles qui y prévaut. Cette situation pose de problèmes complexes lorsqu'il s'agit de satisfaire en même temps les besoins domestiques, agricoles, industriels et touristiques de la région.

Les ressources du Cap-Vert sont essentiellement constituées d'eaux souterraines, certes relativement abondantes, mais trop sollicitées.

Le remplissage correct et permanent du Lac de Guiers permettra notamment l'alimentation en eau de DAKAR après la mise en eau du barrage du Diama, mais cela nécessite l'extension de l'usine Nguith et le doublement de la conduite dite du lac de Guiers.

Parallèlement à l'amélioration de la production, il a été réalisé au cours du V^e plan (1977-1981) le renouvellement et l'extension d'une partie du réseau général du Cap-Vert (45 km de conduites), un nouveau réservoir de 5 000 m³ une station de suppression au réservoir du point K à Sébikotane, ainsi que la remise en état de la station de traitement des eaux de Thiaroye.

Les ressources en eau souterraine étant déjà surexploitées, il est envisagé de mettre en oeuvre des techniques de recharge de ces nappes à partir des eaux de ruissellement.

PERSPECTIVES

Les objectifs globaux du VI^e Plan visent à combler les insuffisances qualitatives et quantitatives d'eau qui prévalent tant en milieu urbain que rural.

Tous ces objectifs visent :

- 1.- à l'équilibre financier de la société chargée de la distribution de l'eau potable,

2. à la fixation du coût de branchement social (branchement de diamètre 25 mm et compteur 15 mm) et du niveau de consommation sociale (à 20 m³ par bimestre) pour que les ménages à revenu faible puissent accéder à l'eau potable. Actuellement, le Gouvernement finance 50 % des coûts de branchements sociaux pour les ménages dont les revenus annuels sont inférieurs ou égaux à 60 000 Frs l'an.
3. à la fixation du tarif plein pour dissuader les gros consommateurs aux gaspillages.

Le Gouvernement porte une attention particulière à l'hydraulique rurale qui absorbera environ 31 milliards de F CFA sur quelques 47 milliards soit près de 66 % des investissements prévus dans le secteur pendant la période 1981-1985.

Ces objectifs visent à l'amélioration de l'approvisionnement correct en eau du monde rural. Leur réalisation au cours du VI^e Plan portera le taux de satisfaction des populations rurales à environ 50 %.

Par ailleurs, il convient de signaler la mise en place du plan spécial d'urgence de l'hydraulique rurale élaboré sous l'égide du Ministère de l'Hydraulique et qui permettra d'ici 1983 d'atteindre les objectifs suivants :

- La construction de puits et forages afin de doter chaque village d'un point d'eau pérenne. En zone sylvopastorale il serait bon de réaliser un quadrillage de forages équipés ce qui permettra une utilisation rationnelle des pâturages et un abreuvement correct du cheptel.
- L'équipement des points d'eau pérennes en matériel d'exhaure permettant une exploitation régulière des forages et par conséquent la mise à la disposition du monde rural de volumes d'eau substantiels.
- L'entretien, le suivi et la maintenance des ouvrages et de leurs équipements en vue d'assurer une bonne production d'eau et leur pérennité.

Ce matériel d'exhaure devra dans beaucoup de cas être entretenu par les villageois eux-mêmes ; il devra donc relever d'une technologie adaptée.

Ainsi le taux de satisfaction des besoins en eau potable des populations rurales sera en définitive de 60 % en 1985 contre 25 % actuellement.

En matière de politique de l'hydraulique agricole, le Gouvernement a mis en place une politique de multiplication des ouvrages hydrauliques devant permettre une maîtrise totale de l'eau.

Sur ce point, les objectifs du VI^e Plan sont clairs :

- La récupération de 20 000 ha de terres salées en Casamance par l'édification de barrages : Bignona, Guidel, Baïla.
- Poursuivre les études de barrages sur le fleuve Gambie dans le cadre de l'OMVG.
- L'irrigation de 5 000 ha de terre avec la réalisation du barrage de Diama ; cette superficie devra atteindre 17000 ha en 1990.
- L'étude des possibilités de stockage des eaux de ruissellement dans la moitié Sud du Sénégal en vue d'irrigation.
- La réalisation de périmètres irrigués à partir de forages.
- L'étude de l'environnement des sites des ouvrages, les effets des barrages sur le milieu naturel et les activités humaines ainsi que les mesures propres à réduire les nuisances possibles.

En matière d'hydraulique urbaine, les objectifs visés au cours du VI^e Plan sont :

- La satisfaction en 1985 à 100 % des besoins en eau des usagers (230 000 m³/j contre 159 000 m³/j en 1979) des 37 centres urbains gérés par la SONEES.
- L'amélioration de la qualité de l'eau distribuée particulièrement dans les centres de Fatick, Bambey, Mbacké, Bakel, Kédougou , Kaolack, Podor et Matam.
- L'amélioration de l'outil de production et de distribution mis à la disposition de la SONEES, par une action intensive au niveau du renouvellement et de l'entretien des installations afin de réduire le pourcentage de pertes d'eau dans les réseaux qui en 1979 était de 20 %.

La réalisation de ces objectifs permettra d'une part le développement des projets agricoles, industriels et touristiques directement productifs, d'autre part, l'amélioration des conditions d'hygiène des populations, car au Sénégal, pays essentiellement sahélien, les autorités comprennent maintenant plus qu'avant que l'eau doit être le fondement du développement de ce pays, donc sa première priorité.

Durant la période du VI^e plan, le sous-secteur assainissement s'orientera vers l'exécution de certaines actions préconisées dans les études effectuées depuis le IV^e plan, notamment :

- La réalisation d'infrastructures pour l'assainissement de Dakar et ses environs, ainsi que des capitales régionales,
- La collecte et le traitement des déchets solides,
- Les études des plans directeurs d'assainissement pour certaines agglomérations de l'intérieur,
- La promotion de l'assainissement en milieu rural notamment par éducation sanitaire permanente, et amener les villageois à se doter de latrines familiales, à les utiliser et à les entretenir,
- La mise en place d'une législation pour l'application des normes d'assainissement.

Parallèlement, des études de faisabilité technique d'une suralimentation des nappes à partir des eaux usées traitées devraient être menées (ou simplement d'une réutilisation pour des besoins agricoles).

De la même manière, on pourrait envisager les possibilités de suralimentation de la nappe infrabasaltique à partir des eaux pluviales. Certains problèmes que nous venons d'évoquer trouveront peut être leur solution dans le dessalement d'eau de mer ou d'eau saumâtre. Actuellement les stations de dessalement sont tributaires du coût de l'énergie. Elles pourront peut être fonctionner demain à l'énergie solaire ou éolienne.

Lorsqu'on évoque l'évolution des techniques de dessalement, c'est plus précisément dans le choix des sources d'énergie que se manifeste cette évolution et les chercheurs se sont rendu compte que les procédés d'osmose inverse, tels qu'ils sont actuellement utilisés se révélaient les mieux adaptés à un couplage avec des sources d'énergie renouvelables, solaire ou éolienne.

La capacité des ressources en eau, l'importance des besoins en eau de différentes natures et la tendance à l'évolution de ces ressources et besoins constituent les termes essentiels, à maîtriser pour une judicieuse politique de l'eau.

Compte tenu de la situation particulière de la zone sahélienne, les actions et mesures seront tournées désormais dans le sens de l'étude systématique des ressources en eau et de leur utilisation rationnelle.

Ceci va nécessiter la mise en oeuvre pendant la période du VI^e Plan d'importants moyens financiers et humains ainsi qu'institutionnels.

RESUME

Sur le territoire du Sénégal, il existe de l'eau. Il s'agit de la mettre en exploitation ; c'est à dire, en réalisant les équipements nécessaires, en affectant les ressources aux besoins qui correspondent le plus à leur qualité technique, à leur importance quantitative, au coût de leur mise en oeuvre, et aussi en corrigeant la mauvaise répartition géographique nationale des eaux en les utilisant, cependant autant que possible, là où elles se trouvent pour des considérations économiques.

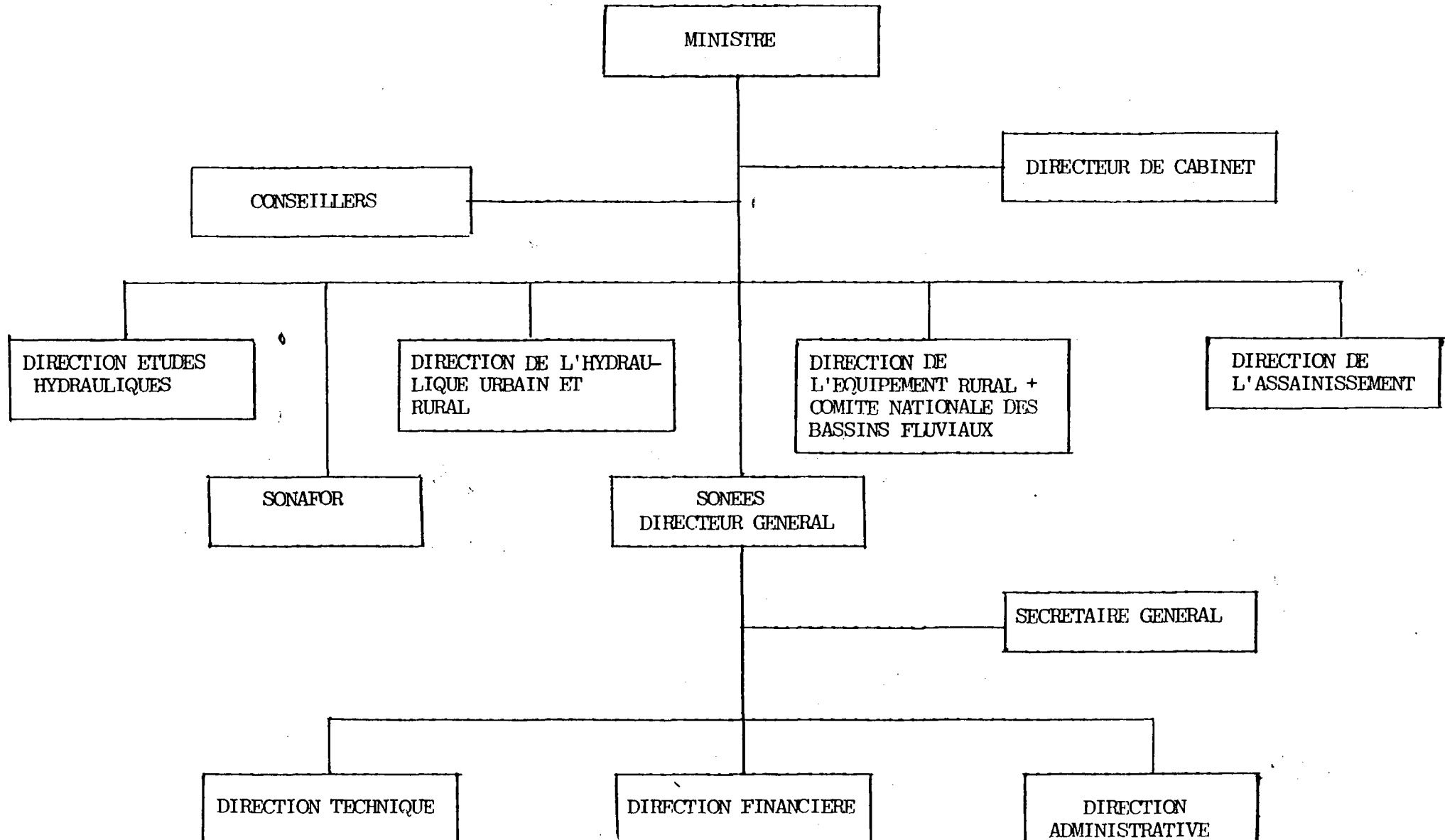
Il s'agit aussi d'être toujours prêt à satisfaire les besoins en eau des humains, du bétail, de l'agriculture et de l'industrie.

Cela nécessite une connaissance constamment remise à jour de nos ressources en cernant les ressources potentielles du pays, leurs capacités, leurs qualités, leurs limites d'exploitation, les moyens de les maîtriser, les besoins en eau actuels et leur évolution dans le futur.

Les objectifs globaux du VI^e Plan visent à combler les insuffisances qualitatives et quantitatives d'eau qui prévalent tant en milieu urbain que rural.

Le Gouvernement porte une attention particulière à l'hydraulique rurale qui absorbera environ 31 milliards de F CFA sur quelques 47 milliards soit près de 66 % des investissements prévus dans le secteur pendant la période 1981-1985.

ORGANIGRAMME DU MINISTERE DE L'HYDRAULIQUE



MANAGEMENT AND ORGANISATION - RURAL AREAS.

S. K. Tasgaonkar, Chief Engineer, Maharashtra Water Supply and Sewerage Project, 4th Floor, Express Towers, Nariman Point, Bombay - 400021, INDIA.

S U M M A R Y

Management of rural water supply systems assumes importance in the International Water Supply and Sanitation Decade, since, for the first time, assets of water supply in rural areas will have been created on a very large scale by year 1990. Rural areas suffer from many problems such as weak organizational structure, multiplicity of agencies, absence of clearly defined jurisdictions, non-availability of trained personnel, lack of motivation and so on. While implementation of the programme gets adequate attention and monetary support, operation and maintenance of the systems remains a neglected subject. In certain cases, design norms adopted from point of economy in capital cost may create problems in maintenance and it may be difficult to generate sufficient funds for operation. Thus, there may be need to have a fresh look at the planning process, implementation policy, community participation, organizational requirements for operation and maintenance and so on. The author has tried to highlight various aspects of rural water supply management including the problems in existing systems and suggestions for certain improvements.

- x - x - x - x - x -

1.0 INTRODUCTION

Management of a rural water supply programme appears simple, because, the rural systems are small in size, relatively straightforward, not involving highly sophisticated works and apparently not needing skilled operation and maintenance. Urban schemes, on the other hand, are big in size, complex, needing special skills and hence are comparatively difficult to manage. However, with the massive programme undertaken in a developing country under its commitment to provide potable water supply to problem villages in the International Water Supply and Sanitation Decade, the management of rural systems would pose a number of problems, at least comparable in size with urban water supply management. These problems require careful consideration.

2.0 PRINCIPLES OF MANAGEMENT

Whether it is a rural system or an urban system, the principles of management broadly remain the same. A good management of a water supply system involves:-

- a) planning, construction and maintenance of adequate facility of water supply,
- b) efficient and economical operation and maintenance,
- c) efficient administration at all stages,
- d) efficient financial management,
- e) efficient material management,
- f) good public relations and a satisfactory service to consumers,
- g) development of technical and financial plans for future expansion.

3.0 MANAGEMENT OF RURAL WATER SUPPLY

Management of rural water supply system encompasses following aspects:

- a) policy making and planning,
- b) financing,
- c) programming and implementation,
- d) operation and maintenance.

3.1 Policy Making and Planning

Usual popular belief is that policy for rural water supply is to be drawn up by the political wing of the Government and the agency which actually implements or the beneficiaries themselves have little role to play. But this thinking is not correct. Policy does not mean only fixing up broad objectives of a programme. It has to take into consideration all aspects which affect the programme. Policy making is to be followed by action in field and hence in framing the policy, the professionals in charge of implementation have to be as much involved as the political wing. Constraints on resources like finance or material, shortage of skilled personnel, nonavailability of technical know-how are some of the problems in developing countries which ultimately affect the planning of the rural water supply programme and a constant interaction between the political wing and the professional wing of the Government will bring forth the difficulties in the path of achieving the desired objectives.

In many cases, the policies are framed without proper assessment of contributory factors with the result that:

- i) Assessment of problem is not properly done. Identification of problem villages is done through inadequate and improper survey and in certain cases, real problem

villages may remain in the background while otherwise influential villages get preference. In course of time, re-assessment of the list is called for. Naturally this upsets the entire planning based on earlier estimates because the goals are to be modified and limited finances are required to be redistributed over a larger population. These slippages in planning result in failure in target achievements.

- ii) Since the planning does not take into account the hydrogeological features of the region, the most optimum use of available water sources is not always made.
- iii) There is no control on extraction of water from a particular source with the result that a number of agencies or communities depend on the same source irrespective of whether it can cater for the needs of all or not. The result is that ground water table goes down rapidly, the surface sources become less and less dependable and expensive solutions of impounding reservoirs are to be found out.

All these factors adversely affect the earlier planning since fresh plans are to be drawn, additional finances are to be searched and achievement targets are to be reduced.

In order that the planning is fruitful, it is necessary -

- a) to assess the problem nature of the villages through a scientific assessment by involving the professionals who matter in the programme,
- b) to entrust the programme of development of water resource to a single agency so that water demands for conflicting interests do not result in wasteful use of water,
- c) to accord priority on the basis of real needs without being influenced by other considerations.

3.2 Financing

The possible sources of funds for financing village water programme may be -

- Government budgets (both Central & States),
- Foreign assistance,
- Financial institutions,
- Cross subsidy from urban systems,
- Contribution from the villages themselves.

Of these, the most important is the Government budget, which takes care of almost 90 per cent of the burden. The foreign assistance is valuable for certain projects, but its overall

impact on the programme of a nation or a State is much smaller. The foreign assistance which is in the form of loans may also impose restrictions on the receiving agencies in the matter of organization, accounting and re-distribution of revenues from the systems with the result that the systems benefitting from such assistance are few and selective and the receiving agencies tend to shy away from asking assistance from such agencies for future projects. Financial institutions like Life Insurance Corporation are already supporting the rural water supply programme in a substantial way. Cross subsidy from urban systems or from industries and commercial establishments is possible if there is unified agency in charge of water supply programme. In many cases profitable systems are exploited by one agency while other agencies responsible for domestic rural water supply find it extremely difficult to provide funds both for construction and maintenance. Contributions from villages are now an accepted concept, but the paying capacity of villages is, at times, limited. Secondly, villages are unwilling to pay for the cost, because they regard water supply as a natural right, or because they do not appreciate the benefits of improved water systems. A considerable motivation and health education is necessary to impress on the villages the need for their participation - both in capital cost and also in recurrent costs

- i) It is desirable that beneficiaries contribute towards the service provided.
- ii) Availability of such funds can accommodate larger number of villages and reduce the burden on Government.
- iii) It inculcates the habit of generating funds needed for operation and maintenance.
- iv) Sense of responsibility and sense of owning the system is vital for success of such programme.

3.2.1 Village Share in Capital Cost

Usually, it is about 10 per cent of the capital cost. Villages which have predominant backward class population are exempt from this contribution. Governments often provide loan assistance for such contribution. For example, in Maharashtra State (India), if villages raise 2 per cent share from their own resources, it is entitled for loan for remaining 8 per cent. Lack of motivation, however, often results in poor response even in the matter of applying for such loan. In many cases, villages do not pay even 2 per cent share and do not care to approach for loan for balance share. The requirement of beneficiaries' contribution remains unfulfilled and the implementing agencies are put in a position where, either the work cannot be started or work is to be taken up without bothering for the village share. First course affects the achievements, while the second course overlooks the need for following regulations in this regard.

Achievement of targets in the decade needs that such problems

are resolved with some definite line of approach. Where Governments are willing to provide loan assistance to villages, it is better that the financing provides for full funds through Government with part of it (say 10 per cent) treated as loan to be recovered in easy instalments. Such course, while ensuring participation of villages, may be able to remove some of the problems in implementation due to lack of adequate response from the villages in the matter of payment of their share.

3.2.2 Village Responsibility towards Operation & Maintenance

This is among the most neglected responsibilities of rural water agencies. While great emphasis is laid on early completion of water supply schemes, very little thought is given to the assessment of cost and manpower requirements of operating the completed projects.

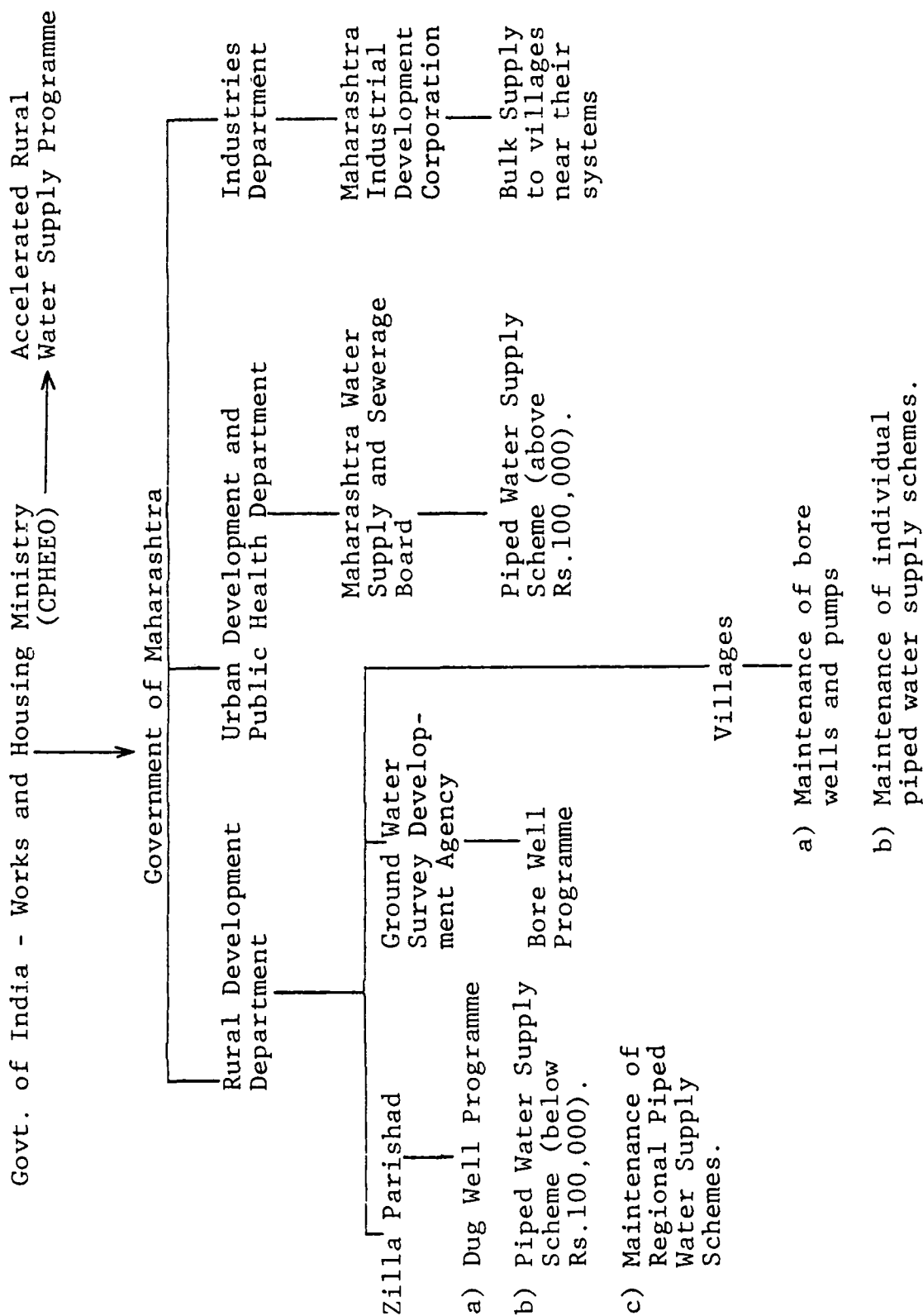
The financial aspect of operation and maintenance itself is a major problem in rural systems. It has been accepted that villages should generate funds from their internal resources to fully meet the operating and maintenance cost. In villages of fairly big size and where independent systems exist for individual villages, the problem is comparatively easy. Villages own the scheme, run them through their own staff and collect revenue through consumers. But in case of integrated regional water supply scheme serving more than one village, the problem becomes acute. Firstly, these villages do not consider the system as belonging to them. They do not feel obliged to recover revenue. Operation and maintenance has to be done by some central agency, which is unable to recover the cost towards operation. There are, in many cases, no clear cut policies about who should operate such systems. Even where policies are drafted, the agencies responsible for the operation are either unwilling or unequal to the task. The arrears go on mounting with the result that in many cases the schemes are not operated and villagers again go in search of their old, unsafe water supply sources.

While the policy of limiting the supply through public standpipes is justified on the ground of reducing capital cost, it is an established fact that villages, where individual house connections are possible, are in a better financial position to operate the scheme. It will, thus, appear that a blanket decision like supply through public standpipes only tends to result in problems in maintenance, since subsequent addition of distribution net-work is either not possible or is expensive. A flexible approach in this particular aspect is likely to be beneficial.

4.0 PROGRAMMING AND IMPLEMENTATION

4.1 While planning determines the overall shape of a village water supply programme, and looks forward over a period of several years, programming is more short-term and concerns more detailed question of who or which department within the agency will do what over the next few months or few years.

Institutional weakness becomes more apparent when we reach the stage of programming and implementation. Multiplicity of ministries and agencies, each of which has some responsibilities in this sub-sector, is a major problem in rural water supply. As an illustration, the organizational pattern existing in Maharashtra State (India) can be referred to:



While the responsibility of planning is with two departments, the implementation is entrusted to three different organizations. The Zilla Parishad (District Council) looks after small water supply schemes costing less than Rs.100,000. Ground Water Survey and Development Agency drills bore wells and fits hand pumps or power pumps on these wells. The agency mainly concentrates on small villages. For bigger villages, the problem is mainly solved by providing piped water schemes, which are looked after by the Maharashtra Water Supply & Sewerage Board. At a few places, Maharashtra Industrial Development Corporation, which essentially provides infrastructure facilities for industries, provides water for villages located close to its own system. All these agencies are under different ministries. At times, the jurisdictions are not well defined and there can be overlapping activities. The most optimum use of available resources - both water and finance - may not always be possible.

Co-ordination Committees exist at District level to choose the type of source, viz., bore wells or other sources. These are expected to suggest villages, where a less expensive bore well is feasible, so that expensive solution of piped water system is adopted only where no other alternative exists. Possibility of delays in taking decisions or arbitrariness in certain decisions cannot always be ruled out.

In certain small States or Union territories, problems arise due to a comparatively weak organizational set-up and a large scale dependence on Central Government in all vital matters like approval to individual projects, sanction for tenders, and so on.

If the decade target is to be achieved in this sector, certain improvements in the organizational set-up may be called for, and some suggestions as under are worth considering:-

- a) All the implementing agencies can be brought under a common ministry which should look after the sector of water supply.

There can be one apex agency to control and co-ordinate the implementation work so that overlapping jurisdictions and conflicting interests are eliminated.

- b) The areas of operation can be defined so that all agencies are aware of their responsibilities.
- c) Effective decentralisation of decision making powers will greatly help the speedy implementation.

4.2 Staffing

Inadequate staffing of suitable personnel is likely to be a major constraint in many developing countries. One of the reasons is that the responsibility of water supply is usually with government which does not attract qualified persons due to comparatively lower salaries. Village programme also means low prestige, poor living conditions, low technological

standards affording little incentive to engineers and other professionals and little scope for career development. At times a short term solution is found out by appointing consultants for designs and even supervision of construction programme. But this results in weakening the organizational structure from point of view of not only construction but also operation and maintenance. For attracting suitably qualified professionals, perhaps, the most effective step may be to declare rural water supply to be a key development sector and pay greater attention to personnel motivation.

5.0 OPERATION AND MAINTENANCE

While attention is concentrated on the work of implementation, very little attention towards organizational requirement for operation and maintenance is usually given. Schemes are constructed without any clear assessment of the manpower needed to keep them in operation or of the logistical problems involved, besides requirement of funds. As a result, a high percentage of water supply systems break down soon after they are brought into service. The danger is more obvious in cases where foreign help is limited to only construction programme. Also where the implementing agency is not responsible for the maintenance, it may tend to overlook the possible difficulties in future.

The villages are considered to be responsible to operate and maintain the systems. Non-availability of suitable skilled staff, inability of villages to raise funds for operation and maintenance and absence of sufficient motivation at village level result in early breakdown of the system and people continue to depend on their old habits of fetching water from sources, which are neither hygienic nor sufficient. Thus, even though the Government may have fulfilled its responsibility of construction, the problem of operation and maintenance will have remained unsolved for want of adequate governmental support

Various organizational options are available in this case:

- i) Ownership by the water agency (or local authority),
- ii) Ownership by the water agency with some management power delegated to a village level management committee,
- iii) Ownership by private individual with charges to the public,
- iv) Ownership by a water users' society from which non-subscribers may be excluded,
- v) Ownership by the local community like the village administration.

First option presents fewer problems of management at the village level. However, the cost of both construction and maintenance may be higher and it may lead to fewer villages with better paying capacity having access to improved supplies, when the overall programme is considered.

Second option - with overall control of water agency but involvement of local population both in construction and maintenance phase - may pose problem in realising regular commitment of labour or cash on a voluntary basis. Since people may consider that they have done their part in making the contribution, collection of water rates and other charges will be difficult.

Third option of private agency may solve the problem of management, but such agencies may tend to be selective depending on cost of maintenance and in systems involving expensive maintenance the government may have to subsidise. Otherwise charges to people will be heavy and again access to the system will remain limited to the richer few.

Co-operative Societies may appear to be attractive, but the system can lead to faction fights, politics, etc. and hence the benefit will be limited to certain pockets only.

Where villages have regular corporate bodies, as in India, the management of system by the village administration should be the logical solution. Villages have powers to levy taxes. Only difficulty is the lack of motivation resulting in village administration becoming non-responsive to its commitments and duties. Short term interests can affect the taxation policy resulting in non-realisation of revenue and continued dependence on Government for maintenance.

In India, where individual villages are having separate systems, the last option of village level management for operation and maintenance is practised. While some village systems may suffer because of untrained staff at village level and inefficient financial management, there are large number of villages which are successfully operating the systems. When a system covers more than one village, the problems are more apparent. The present policy requires the Zilla Parishads (district level councils) to undertake the responsibility of operation and maintenance. But this organization is not involved in the construction phase and faces problems like non-availability of adequate trained personnel. The system can also suffer due to uncertainty about realising sufficient revenues which acts as the main deterrent with the result that some of such systems remain unutilised and uncared for. Perhaps entrusting the job of maintenance to the agencies which implement the construction programme and ensuring realisation of revenue by imposing adequate taxes can be a proper solution. But this needs, firstly, the correct diagnosis of the problem and flexibility in attitude towards the existing pattern.

6.0 TRAINING

Non-availability of adequate skills, both for construction work and for operation and maintenance is going to be a major shortcoming in the decade. The construction programme may not meet with any major difficulty in countries like India, where sufficiently strong agencies exist. But when it comes to operation and maintenance, things can be really depressing. The pace of

creating new assets brings forth urgent need for inclusion of substantial training element in the village water programmes. However, few countries make adequate provisions for the training.

The assessment of training needs will reveal that the whole range of skills needs to be considered, as listed below:

- a) Local operating staff, such as plumbers, mechanics, electrical operators, fitters, bricklayers, well drillers;
- b) Supervisory staff such as foremen, sanitary inspectors;
- c) Technical staff, such as engineers, chemists, bacteriologists;
- d) Administrative staff, such as accountants and supporting staff, administrators and community organisers.

In the early stages, large training centres may not be necessary. But in the latter half of the decade, facilities may be needed on a larger scale. Common training facilities for urban and rural water supply personnel appear to be the most desirable feature, since this can bring out optimum results from the available facilities.

Though efforts so far are discouraging, there are signs of the change for the better. For example, in many States in India, training facilities are being thought over. Maharashtra Water Supply and Sewerage Board has a provision for creating training institute in the current Five Year Plan and this facility will be mainly utilised for training of operating staff and supervisory staff.

7.0 CONCLUSION

To summarise, it may be stated that in order to make the rural water supply programme successful:

- i) It is necessary to involve the implementing agencies and professionals in the policy making.
- ii) For effective and optimum use of resources, it is necessary to have one single ministry responsible for water supply and one single apex body to co-ordinate the work of different implementing agencies.
- iii) Village participation is vital for the success of the programme. But, where villages are financially weak, there is need for the Governments to provide loans for the capital share and arrange for speedy completion of the programme rather than to wait for villages to respond fully.

iv) Operation and Maintenance need more attention than hitherto given. Training of staff at operating level and well defined policy regarding agencies to operate schemes involving more than one village are important considerations.

----- X -----

ESTABLISHMENT OF GROUNDWATER DATA BANK.

Z. Haman, I. Krüger A/S Consulting Engineers,
DENMARK.

(A) PART ONE

SYSTEM APPROACH

INTRODUCTION

General

Investigation of possibilities for groundwater withdrawal should always be considered in any water resources development, even though surface water may be available. The quality of groundwater is always nearly constant, chemically and physically, and temperature fluctuations are small. Groundwater withdrawn from properly located, designed and constructed wells will be clear and clean and can easily be protected against pollution. Because of this characteristic of groundwater, the need for treatment is minimized and in some cases entirely eliminated. Lower investment cost is realized because development requires shorter pipelines since groundwater supplies are usually available nearby. Furthermore, huge underground storage eliminates the need for large surface reservoirs.

In any large scale groundwater development a thorough and systematic assessment must be made of the available groundwater resources. The results of all groundwater studies must be presented in a usable form.

To achieve these objectives, the establishment of a reliable Groundwater Data Bank, a continuous collection of new data and the processing of data on a regular basis is the most important requirement in the planning of groundwater development.

Once established the Groundwater Data Bank contributes to optimization of the water resources development budgets, it enhances the knowledge about aquifers in a particular area and provides a reliable guidance for drillers as to the depth of drilling, and well construction thus often reducing the overall cost of drilling.

Finally, the Groundwater Data Bank provides a reliable background for establishment of rules and regulations for environmental protection of this precious resource. Therefore, the importance of establishment of Groundwater Data Bank can never be too strongly emphasized.

Some undesirable consequences of groundwater development

Whenever there is available groundwater near a population centre, wells are drilled (in most cases by enterprising individuals or organisations) to abstract groundwater for water supply purposes. Reporting of well records to a central body capable of appreciating the significance of proper development of groundwater has seldom been practiced under such conditions. The analysis of depth of drilling and the rate of decline of groundwater level reveals a following regular pattern of events as a consequence of uncontrolled groundwater abstraction in such areas.

At the beginning few wells are drilled (often not penetrating the whole thickness of the aquifer) and development of the aquifer begins. More wells are added as time goes by and withdrawal from the aquifer gradually increases. As a consequence of this, the cone of influence, created by pumping, extends and deepens proportionally to the magnitude of withdrawal. Depending on the yielding characteristics and the size of the aquifer in question the total groundwater abstraction is usually smaller than the total recharge for quite a period. If it stays this way the withdrawal from aquifer would usually remain below its rate of replenishment and the decline of groundwater level would eventually cease.

However, in uncontrolled development of an aquifer, more often than not, the rate of withdrawal reaches the point in time when withdrawal exceeds the rate of replenishment and the mining of groundwater occurs.

As a consequence of such a development the water level declines continuously, the cost of pumping and the drilling depth increases and the groundwater quality may be adversely affected. Very often such a development can be attributed to the unsatisfactory drilling practices and an erroneous overall planning of the groundwater development. This results in a rather bad publicity of the groundwater source and in the worst case leads to the negligent utilisation of this otherwise reliable source of water.

There are numerous examples all over the world of this trend in groundwater development.

As a rule, better the aquifer, longer the period before a quantitative evaluation of this important resource is undertaken. When this becomes necessary, the development (of an aquifer) is usually in a very advanced stage and the situation is often out of control.

Due to the fact that groundwater is usually a stable resource both quantitatively and qualitatively, with the predictable variations in water levels, a systematic collection of data and an evaluation of aquifer potential for withdrawal is rarely attempted in the beginning of groundwater development. Without reliable historical records regarding wells, their number and locations, groundwater withdrawal, changes in water levels and water quality data, the rational analysis of the past history of

aquifer development cannot be undertaken and consequently the future projections are becoming less accurate.

If the systematic reporting of data from boreholes and wells is initiated at an early stage, and development of groundwater reservoir is progressively followed through these records, the undesirable consequences of an uncontrolled groundwater development may be foreseen well in advance and effectively prevented.

Experience has shown that usually the government agencies have the potential to appreciate the necessity for coordinated planning of water resources and to initiate a systematic collection of groundwater data and the establishment of a comprehensive Groundwater Data Bank.

GROUNDWATER DATA BANK SYSTEM

General

In the following sections the basic elements of Groundwater Data Bank system, which may be adjusted and expanded to take care of the special local requirements, are explained and illustrated.

The records from the Groundwater Data Bank may be advantageously used for the following purposes:

- a) To provide a progressive build-up of knowledge of groundwater conditions in an area,
- b) To provide a reliable background for water resources master planning and selection of the most promising areas for the groundwater resources development,
- c) To optimise the number of wells, drilling depth and well construction,
- d) To administer and control the groundwater abstraction,
- e) To control the groundwater quality,
- f) To protect the groundwater from pollution,
- g) To provide a better management of the groundwater resources.

In order to achieve these objectives the procedures for coordinated collection of groundwater data must be established and promulgated among the different users of groundwater.

Legislation Aspects

An efficient collection of groundwater data must be supported by an adequate legislation.

This is an essential requirement for building up of the Groundwater Data Bank, provided it is obeyed continuously.

After a borehole is drilled (and well constructed) the owner, or his authorized representative (often drilling company), should be required to forward the strata logs and other numerical data from the wells to a controlling body which considers the appropriation of waters and issues the Water Right or Water Permit for groundwater abstraction.

An efficient management of groundwater resources and control of withdrawal is achieved by giving the right to withdraw a specified amount of groundwater from aquifer in the areas to the approved applicants.

To obtain such Water Permit (Water Right) the applicant should provide the following data:

- a) Strata and other logs (e.g. geophysical logs).
- b) Records of water level encountered during drilling.
- c) Construction characteristics of well casing and screen.
- d) Pumping test data, preferably with the prognosis of water level decline as a function of time and distance for a desired withdrawal.
- e) Desired withdrawal which should be well documented.
- f) Groundwater quality data.

From these data, the relevant authorities will be able to assess properly the consequences of groundwater withdrawal and henceforth issue the Water Permit (Water Right) for pumping of an appropriate volume of groundwater. The issuance of Water Permit implies that the prescribed withdrawal must not be exceeded without the legal consequences to the applicant.

Experience has shown that in introducing such a system the excessive and unlawful withdrawal and in many instances the mismanagement of the groundwater resources is efficiently prevented.

Well Records Section

In order to organise an efficient Groundwater Data Bank the Well Records Section must be established with the purpose of receiving, filing, keeping, administrating, and releasing data pertaining to groundwater. The staff experienced in collection of data, location of wells and processing of collected data should be made available for day to day operation of the Well Records Section.

Base Map (Fig. A1)

To illustrate the geographical distribution of (located) wells and boreholes these must be plotted on an appropriate topographic map.

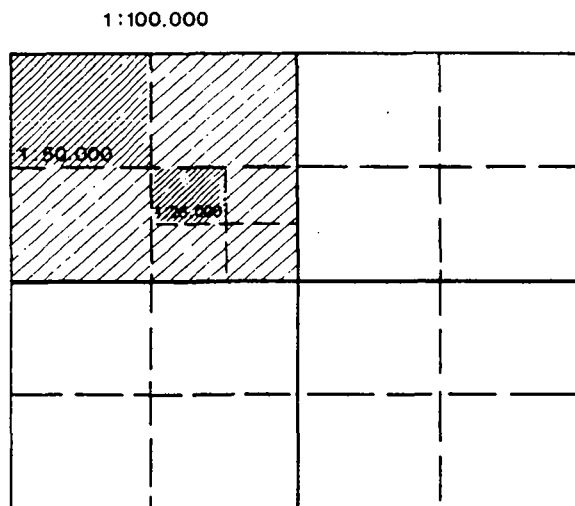


Fig. A1 System of Maps from which the most detailed map covering the whole of the country is selected as a Base Map (1:25,000 in this case).

The map which should be selected for a countrywide plotting of the well points must show sufficient topographic detail and should cover the whole of the country. Such a system of maps is called the Base Map. The selected scale of the Base Map should provide a possibility for an accurate plotting of the location of the well site in relation to its actual topographic position. Furthermore, it should be possible to plot a comparatively large number of the well points on any Base Map.

In the areas in which there are many wells, a map showing a greater detail will usually be required. However, to prevent confusion regarding well locations all detailed maps must be indexed in such a way that they become a subpart of the respective Base Map. (See also Fig. A2).

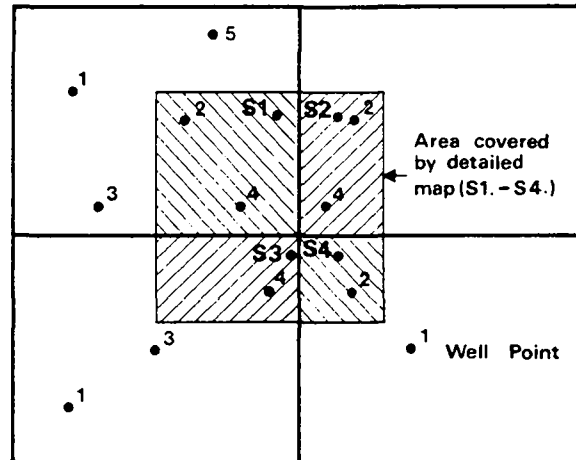
It follows from above that it is important to decide as early as possible which map system and which scale is to be used for the Base Map, because all subsequent numbering of wells and selection of a more detailed map will have to be related to the selected Base Map System.

Numbering of Wells/Boreholes (Fig. A2)

Each Base Map provides the space for a relatively great number of wells and boreholes in a shown area. For numbering of wells, INDEX No. (Sheet no.) of the Base Map followed by point and con-

secutive numbering of well and boreholes points is proposed. For example, a well number X.1 means that this is the Well No. 1 on the Base Map No. X.

BASE MAPS, SCALE 1:25,000
INDEX / SHEET No 1. INDEX / SHEET No 2.



INDEX / SHEET No 3. INDEX / SHEET No 4.

Fig. A2 Well numbering system = INDEX/SHEET No. followed by Well Point No. from the respective map.

It could be argued that for numbering of wells the X, Y, Z coordinates should be used only because they uniquely determine the geographic position of a well site. However, it should be kept in mind that the X, Y, Z coordinates can only be given when the well site is exactly located and the well point transferred, (plotted) onto the Base Map. Therefore, another well numbering system (e.g. such as suggested above) should be used for the identification of wells during location work. In the later stages, when the well site is located and plotted on the Base Map, or other related maps, the X, Y, Z geographic coordinates could be determined and recorded into the Scheme for Location of Borehole. Later on these coordinates can be advantageously used for storage and retrieval of well record from computer.

Borehole Entry Books (Fig. A3)

When the information about a well/borehole (either new or existing) has reached the Well Record Section it should immediately be given a number next to the last number recorded on the respective Base Map. To facilitate the numbering of well/boreholes Borehole Entry Books should be used.

Two different types of Borehole Entry Books should be available for each Base Map:

- A book for recording the number of well/borehole.

- A book for recording the well/borehole owner's name in alphabetic order.

The examples of registration in Borehole Entry Books are illustrated in Fig. A3.

The above mentioned Borehole Entry Books also serve as a cross reference file for quick identification of well/borehole in the Groundwater Data Bank.

Borehole No., Entry Book

Name	Address Street No., District City	Number INDEX/SHEET No. Well No.
e.g. San Miguel Corp.	e.g. Tac-an, Talamban Cebu City	e.g. 3750.1

Borehole Address, Entry Book

Borehole No. INDEX/SHEET No. WELL No.	Date of Entry Day, Month, Year	Address Street No., District City
e.g. 3750.1	e.g. 12th Jan. 1979	Tac-an, Talamban, Cebu City e.g.

Fig. A3 Examples of Borehole Number and Boreholes Address Entry Books.

Location of Wells/Boreholes

Location Work

Each well/borehole recorded into the Groundwater Data Bank must be located. To locate a borehole means to find a well/borehole in the field, to sketch its exact position in relation to the permanent topographic feature or a man made structure in the area and to plot well position exactly on an appropriate map.

For the purpose of location of a borehole, a special checklist and a scheme are provided. (Fig. A4, A5a-b).

Location work is an activity carried out both in the office and in the field. The location work comprises numbering of wells/boreholes received from different sources, transfer of available data into a scheme for location of borehole, planning of the

field work, location of wells/boreholes in the field, processing of collected information and plotting of well points on the Base Map.

For location of well/borehole site in the field the surveying team should have the following equipment:

- Measuring tape, length minimum 50 m, to measure (at right angles) distances from the well point to the permanent man made structures or significant topographic feature.
- Topographic map of adequate scale to locate the exact geographic position of well point in the terrain and to read out elevation of ground at the well site. The map showing greater detail should be preferred for location of boreholes. Aerial photos (if available) could often supplement or even replace the topographic map for location of boreholes as they provide better orientation in the field.
- Compass for orientation in the field.
- Altimeter to determine the elevation of ground at a well site, especially if aerial photos are used for location of boreholes.
- Water level probe to measure the depth to water level.
- Stopwatch to measure discharge.
- Assorted tools to open pipes, locks etc.

The students from the local schools could easily be motivated and trained to assist with location work. Normally, their knowledge of the local conditions would greatly facilitate and speed up the location work.

Location Check List (Fig. A4).

Location Check List is used to plan the progress of location work for wells/boreholes already recorded into the Borehole Entry Books but not yet located. The Location Check List will also serve for the preliminary numbering of wells/boreholes which are found in the field during location work, but have not yet been recorded in the Boreholes Entry Books. Combined, the Borehole Entry Books and the Location Check List serve to avoid the possibility of one well/borehole being assigned two different numbers or for two wells/boreholes having the same number.

Map No.
Sheet No.
Scale

LOCATION CHECKLIST

- First Information about borehole is received and a number is given
- Borehole is located
- Approximate Location Only
- Borehole site is plotted on map
- Approximate (plot) position on map only
- Ground level is fixed and inserted
- Location impossible

Well No.	0	100	200	300	400	500	600	700	800	900
1										
2										
3										
4	✓									
5										
6										
7										
8										
9										
10	✱									
11										
12										
13										
14	✕									
15										
16										
17										
18										
19	✓									
20										
21										
22										
23										
24										
25	○									
26										
27										
28										
29										
30										
31										
32										
33										
34										
35										
36										
37										
38										
39										
40										
41										
42										
43										
44										
45										
46										
47										
48										
49										
50										

Well No.	0	100	200	300	400	500	600	700	800	900
51										
52										
53										
54										
55										
56										
57										
58										
59										
60										
61										
62										
63										
64										
65										
66										
67										
68										
69										
70										
71										
72										
73										
74										
75										
76										
77										
78										
79										
80										
81										
82										
83										
84										
85										
86										
87										
88										
89										
90										
91										
92										
93										
94										
95										
96										
97										
98										
99										
100										

Fig. A4 Location Check List (reduced from A-4 size).

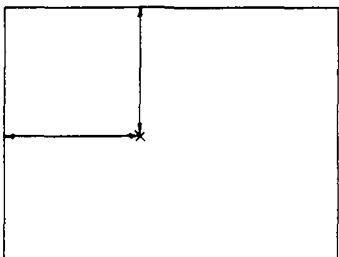
SCHEME FOR LOCATION OF BOREHOLE				
Present Owner 1a Name and Address				
Owners 1b Number		Former 2 Owner		
3 Local Number		4 Agency		5 Water Use Association
DATA		a TRANSFERRED FROM WELL LOG		b ON SITE GATHERED DATA
6 Drilling Completed Date/By		a		b
7 Casing Diameter		Metric	English	
a				
8 Drilling Depth		a		
9 Water Level Depth B.G.R.		a		
10 Discharge		a		
11 Drawdown		a		
12 Type of Screen and Perforation		a		
13 Information Written By/Date		b		
26 Remarks		14 Type/HP of Pump		18 Possibilities for Measuring Water Level YES NO
		15 Water Analysis P C B		
		16 Use		
		17 Information Given by		
27 Well Point Map No. _____ Scale: _____ Distances from the Edges of the Map in Millimeters		29 Sketch of Well Site		
				
28 Coordinates Long. _____ Lat. _____				
30 Located Date By _____				

Fig. A5a Scheme for Location of Borehole (reduced from A4 size).

Scheme for Location of Borehole (Fig. A5a-b).

Normally, the Scheme for location of Borehole is utilised first in the office, to transfer relevant data about the well into a scheme. Thereafter, the scheme is used by a location team in the field, to sketch the exact location of a well in relation to the existing man made permanent structures and/or significant topographic features and to record some other data gathered on site during the location work (see example in Fig. A5b).

The manual, explaining step by step the procedures for completion of the Scheme for Location of Borehole is prepared and could be made available separately from this paper.

Transfer of located well point to the Base Map (Fig. A6).

After completion of location work in the field, the Scheme for Location of Borehole is again used in the office to plot the well point onto the Base Map.

After a well is plotted, the X, Y, (Z) coordinates (either relative to the edges of the map or the true geographic coordinates) will be read out and recorded into the scheme.

To find a particular well point on the Base Map the following two types of coordinates may be used:

- a) Well point is located at the recorded distances as measured from the edges of the respective map.
- b) Well point is located at the intersection of recorded, geographic X, Y coordinates.

By knowing the Index Number of the Base Map, on which a particular well is plotted, and the X, Y coordinates of the well site (either universal or related to the edges of the particular map), it is easy to find a well point on the Base Map. When the well records are computerised, the X, Y, Z geographic coordinates could be uniformly used for the computer plot of well points and for the identification of the particular well.


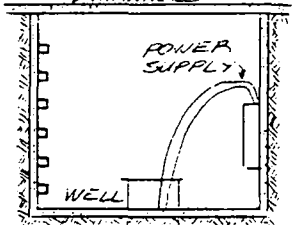
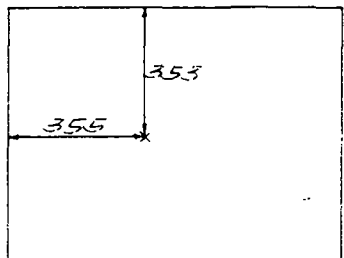
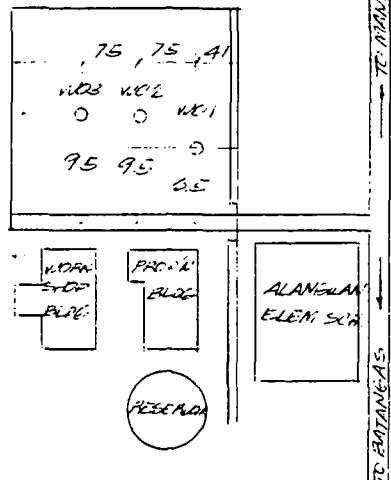
 REPUBLIC OF THE PHILIPPINES NATIONAL WATER RESOURCES COUNCIL 8TH FLOOR, NIA BUILDING E, DELOS SAN, OS AVE D.C.		SCHEME FOR LOCATION OF BOREHOLE	
A Water Permit Application No.		B Drilling Permit No.	
D Water Permit No.		E Region Number 4	
Present Owner		F Basin No. & Name	
1a Name and Address BATANGAS CITY WD, BATANGAS CITY			
1b Owners Number WO2		2 Former Owner	
3 Local Number 32612		4 Agency LWUA	
		5 Water Use Association BATANGAS CITY	
DATA		ON SITE GATHERED DATA	
6 Drilling Completed Date/By		18 Possibilities for Measuring Water Level	
		<input checked="" type="checkbox"/> YES <input type="checkbox"/> NO	
7 Casing Diameter		19 Ground Elevation 64	
Metric English a 14 I b		M ^A M.S.L.	
8 Drilling Depth		20 Measuring Point (MP)	
a 189		M ^A M.S.L.	
9 Water Level Depth B.G.R.		21 MP Elev.	
a 42.89		M ^A M.P.	
10 Discharge		22 Water Level Depth	
a 136.3		M ^A M.S.L.	
11 Drawdown		23 Water Level Elev.	
a		M ^A M.S.L.	
12 Type of Screen and Perforation		24 Water Level S D	
a			
13 Information Written By/Date 25041979 MM		14 Type/HP of Pump	
26 Remarks		15 Water Analysis P C B	
		16 Use	
		17 Information Given by	
			
27 Well Point		29 Sketch of Well Site	
Map No. 326152		ALANGILAN	
Scale: 1:12500			
Distances from the Edges of the Map in Millimeters			
			
28 Coordinates			
Long. _____			
Lat. _____			
30 Located Date 26041979			
By MM			

Fig. A5b Example of completed Scheme for Location of Borehole (reduced from A4 size).

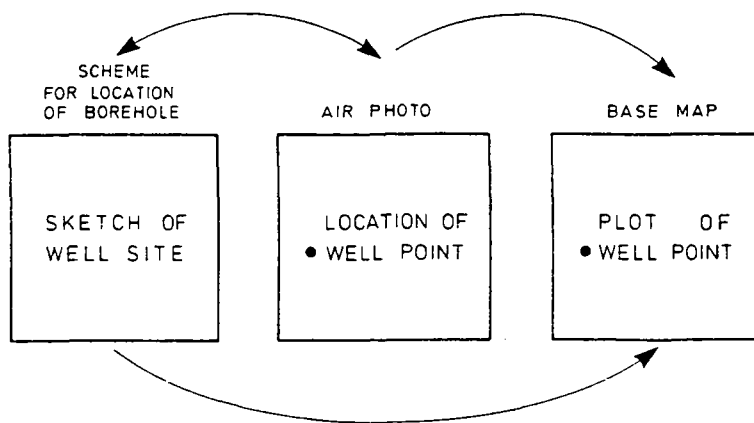


Fig. A6 Transfer of Well Point to the Base Map.

Data Collection Check List (Fig.A7).

Data Collection Check List complements the Location Check List and serves to obtain quick information about the available well records such as well logs, technical data, hydraulic properties data, etc. for located wells. From the check list the wells, having sufficient data, are selected for further analysis and preparation of the special hydrogeologic maps.

Furthermore, by using this check list it is determined if the kind of and the amount of data from the located wells is sufficient for the interpretation or additional field investigation for collection of new data is required.

	Map No.
	Sheet No.
	Scale

DATA COLLECTION CHECKLIST

	Well No.	0	100	200	300	400	500	600	700	800	900
		1									
	2										
	3										
	4		✗								
	5										
	6										
	7										
	8										
	9										
	10		✗								
	11										
<input checked="" type="checkbox"/>	12										
Technical Data	13										
	14		✗								
	15										
	16										
	17										
<input checked="" type="checkbox"/>	18										
Geological Data	19		✓								
	20										
	21										
	22										
<input type="checkbox"/>	23										
Chemical Data	24										
	25		○								
	26										
	27										
<input type="checkbox"/>	28										
Ground Level Determined	29										
	30										
	31										
	32										
<input type="checkbox"/>	33										
Collection of Technical and/or Geological Data not Possible	34										
	35										
	36										
	37										
	38										
	39										
	40										
	41										
	42										
	43										
	44										
	45										
	46										
	47										
	48										
	49										
	50										
	51										
	52										
	53										
	54										
	55										
	56										
	57										
	58										
	59										
	60										
	61										
	62										
	63										
	64										
	65										
	66										
	67										
	68										
	69										
	70										
	71										
	72										
	73										
	74										
	75										
	76										
	77										
	78										
	79										
	80										
	81										
	82										
	83										
	84										
	85										
	86										
	87										
	88										
	89										
	90										
	91										
	92										
	93										
	94										
	95										
	96										
	97										
	98										
	99										
	100										

Fig. A7 Data Collection Check List (reduced from A4 size).

Safe-keeping of Well Records (Fig. A8)

The Schemes for Location of Boreholes, Entry Books, Check Lists, Base Maps as well as all other collected well records should be kept in such a way that they are safe against fire, damage or estrangement. However, to facilitate the daily work of retrieval and storage of data the records, maps etc. should be easily accessible. An example of the standardised office equipment for the safe-keeping of well records, etc., is illustrated in Fig. A8.

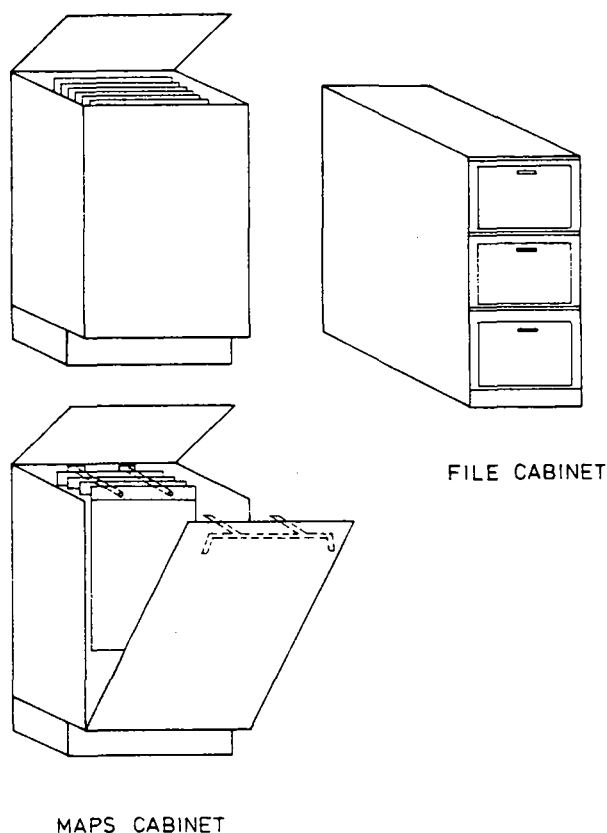


Fig. A8 Office equipment for safe-keeping of Well Records and Base Maps.

Presentation of Well Records

The Groundwater Data Bank should not be established for the sake of data collection only. Although, the well records buried in the cabinets, storage rooms, etc. are a priceless treasure, to get a full value from this data they must be presented in a way which facilitates their use by groundwater specialists and other persons concerned with development of groundwater resources. A method which provides for such presentation is a cyclogram method which is explained in Part two of this paper.

REFERENCES:

- Z. Haman, 1978 : Importance of Groundwater Data Bank for Optimum Planning of Groundwater Development. Proceedings Philippine Institute of Civil Engineers, Conference Cebu, Philippines.
- Z. Haman, 1979 : Groundwater Data Bank. System Approach and Case History. UNDP/NWRC open file report. Manila/New York.

ESTABLISHMENT OF GROUNDWATER
DATA BANK

By Z. Haman
I. Krüger A/S
Consulting Engineers, Denmark

(B) PART TWO

CYCLOGRAM METHOD FOR MAPPING OF BOREHOLE/WELL RECORDS

INTRODUCTION

The purpose of mapping of borehole (well) data is to illustrate strata logs and other relevant data about boreholes/wells in such a way that the type of aquifer(s), lithological composition of penetrated strata, the boundary conditions as well as aquifer hydraulic parameters can easily be defined.

The well records provide a source of data for the construction of different (hydrogeological) maps and graphs from which the above mentioned properties are determined. Among these maps the map showing location of boreholes, vertical position of penetrated strata and other records from existing wells and boreholes is an essential tool for proper interpretation of the groundwater conditions in an area. Such map is called the Base Map of well records.

There are many ways of graphical illustration of well records. The vertical and horizontal extent of penetrated strata is usually illustrated in the form of cross-sections or some sort of the three-dimensional diagrammes (block, panel diagrammes, etc.). However, the mentioned types of graphs have a drawback because each time a new information from a borehole is gathered, the diagrammes have to be redrawn and reinterpreted. Furthermore, when a large number of boreholes have to be presented, many diagrammes are needed and the presentation easily becomes confusing.

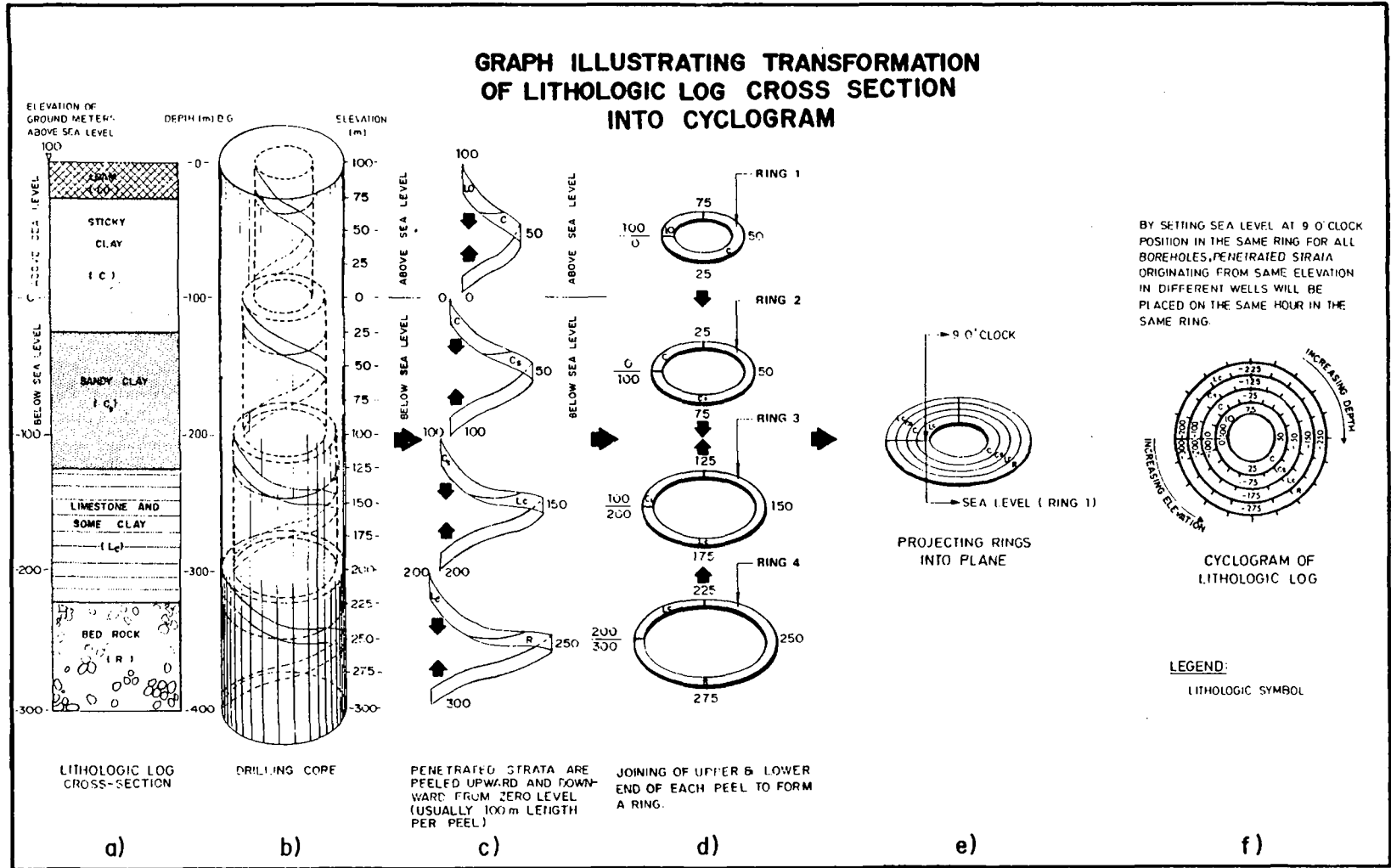
By using the cyclogram mapping technique, the principles of which are given in the following section, the above mentioned disadvantages are avoided.

PRESENTATION OF CYCLOGRAM METHOD

Well Record Cyclogram - Explanation

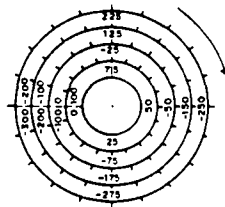
The log of penetrated strata, as obtained from a driller, is usually presented in a form of cross-section (Fig. B1, point a).

Fig. B1 Transformation of lithologic log into cyclogram.



To facilitate the understanding of cyclogram form for presentation of well records the transformation of borehole's cross-section log into a cyclogram log is illustrated in Fig. B1, points b-f. The figure is self-explanatory but it could be added that by transferring the lithologic log's cross-section into a cyclogram the third dimension (depth) is added to a two dimensional coordinate system without projecting it into space, as it is usually done in other mapping techniques.

SCALE, ORIENTATION AND GRADUATION OF THE WELL RECORD CYCLOGRAM



SYMBOLS AND OTHER NUMBERS IN CYCLOGRAM

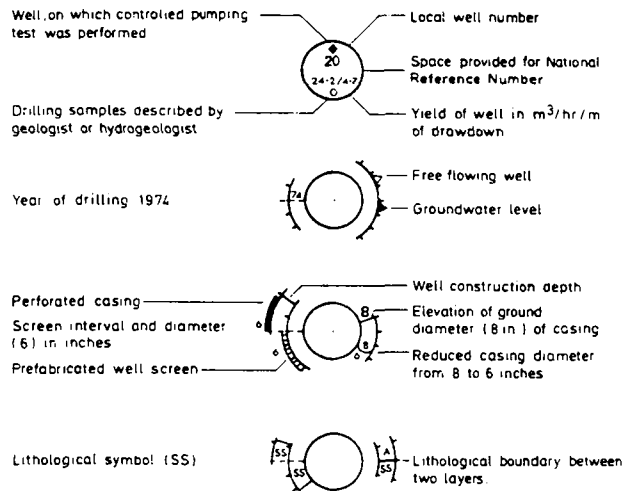


Fig. B2 Well Record Cyclogram (1/2 of original size).

As shown in Fig. B2 the cyclogram consists of a number of concentric circular rings. It is decided that each ring embraces 100 m of penetrated strata. If a greater detail is required the length per ring may be reduced to suit such a requirement (e.g. for the geotechnical borings). In places where groundwater is a major source of water, the terrain is relatively flat and wells/boreholes usually do not exceed the depth of 400 m. Hence, a total of 4 rings (representing 400 m length) would be sufficient for illustration of the penetrated strata. For wells (boreholes) penetrating more than 400 m below ground additional rings should be added to accommodate for the presentation of all strata from such wells (boreholes).

In the cyclogram shown in Fig. B2 the reference level (sea level) is selected at 9 o'clock in the interior ring. Hence, by moving counterclockwise in the interior ring the elevation increases from zero to 100 m above sea level. Opposite, by moving clockwise, the elevation decreases (depth increases) to sea level at 9 o'clock again. The elevations below sea level are indicated in the three outer rings which show the elevations from sea level down to 300 m below sea level. It should be mentioned here that any other elevation could be selected in any of the rings as a reference level. However, it is required that the selected reference level is the same for all boreholes presented in the same cyclogram map.

To complete a well record cyclogram other data (symbols and numbers) are added into or around cyclogram. As seen in Fig. B2 the composition of penetrated strata is described by symbols (letters) which are placed in the respective sections of the circular rings. Furthermore, the parameters such as well discharge, draw-down, groundwater level, dimensions and intervals of screen and casing, year of drilling, adopted well numbering system and other relevant data are indicated by symbols or digits.

Hydrogeological Interpretation of Cyclogram Map

As shown in Fig. B2 the lithological composition of penetrated strata shown in the circular rings is indicated by different symbols (letters). The lithostratigraphic as well as the hydrogeological interpretation of strata can be illustrated by colouring (or shading) the different sections of the rings.

However, it should be pointed out that the above two mentioned interpretations are fundamentally different. Namely, while the lithostratigraphic interpretation is concerned mainly with the determination of age of layers or rocks the essence of the hydrogeological interpretation is the determination of permeability of the rock or layer which may or may not be related to its age. Consequently, the penetrated strata are classified into permeable and less permeable layers from which the ability of different layers to store water and form an aquifer is evaluated.

In the cyclogram map permeable, semi-permeable and impermeable strata are usually coloured by blue, violet, and brown colours, respectively. If permeable strata are composed of different types of rocks and/or if there is a difference in the degree of consolidation different colours (shades) can be used to distinguish between such strata (e.g. blue for sand and gravel and green for limestone).

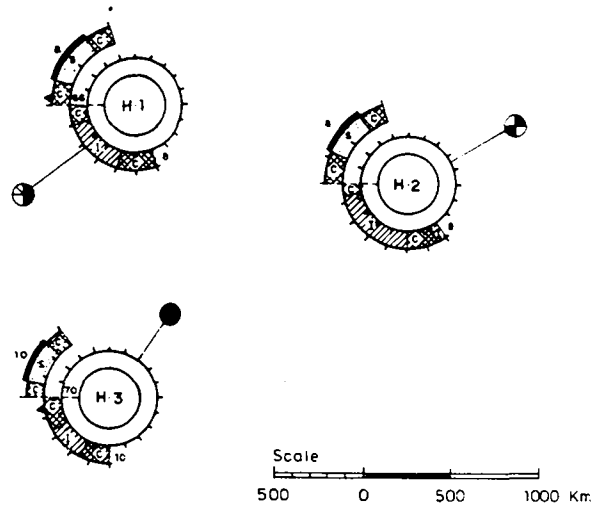
Correlation of Strata by using Cyclogram Map

To correlate layers means to determine the strata having similar characteristics e.g. lithology, permeability, etc. and to extrapolate vertical and horizontal extent of such strata in the space in between two or more boreholes.

To illustrate the method of correlation of layers from cyclogram to cyclogram a hypothetical arrangement of the three cyclograms is shown in Fig. B3.

By setting a common zero level to the same (interior) ring the penetrated strata, originating from the same elevation in different wells, will be placed on the same hour in the same circular ring. Hence, the correlation of layers/rocks from well to well becomes possible by looking into the same section (hour) of each ring.

As it could be seen in Fig. B3 the permeable layers (indicating an aquifer) are situated approximately in the same section of the same outer ring (ring no. 3) which indicates the presence of aquifer at almost the same level in all three boreholes. Similarly, the spatial (vertical and horizontal) distribution of the surrounding layers could easily be visualised.



LEGEND:
 QUALITATIVE CLASSIFICATION OF THE ROCKS/
 LAYERS ACCORDING TO PERMEABILITY

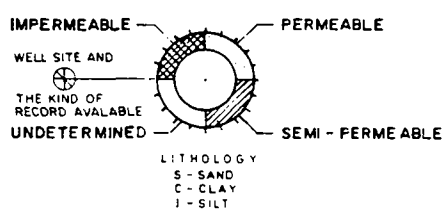


Fig. B3 Hypothetical arrangement of cyclograms to illustrate correlation of layers.

It should be mentioned here that the correlation of strata from cyclogram to cyclogram is not done by drawing lines of any kind. The correlation (extrapolation) is done in mind only and after some practice such a correlation becomes an easy matter.

However, it should be pointed out that on the cyclogram map the horizontal or slightly inclined layers can be directly correlated, only. If the layers are inclined and the distances between the boreholes are great or if there are substantial changes in the vertical position of the same layer, due to tectonic movements, the meaningful correlation of the horizontal extent of such layers could become difficult if not entirely impossible.

Ultimately, when the correlation of layers is not possible, due to the above mentioned reasons, the cyclogram map should be used as a Base Map, showing penetrated strata in three dimensions and other numerical and technical data of individual wells only, i.e. the cyclogram map becomes a graphical Well Records Data Bank and should be treated as such.

While mapping a borehole data by cyclogram method, it is also important to remember that the elevation of ground level at the borehole site should be determined as correct as possible. Otherwise, the layers shown in the cyclograms will be vertically displaced and the correlation of layers in between different cyclograms will to a certain degree become inaccurate.

SYSTEMISATION OF WELL/BOREHOLE RECORDS FOR CONSTRUCTION OF CYCLOGRAMS

To obtain a spatial picture of penetrated strata the records of wells/boreholes from the Groundwater Data Bank must be shown in some sort of diagrammes. As previously mentioned the cyclogram method is used for the three dimensional presentation of well/borehole records.

In order to prepare a well record cyclogram the well(s)/borehole(s) records, obtained from the different sources must be systemised. This is done by using Well Log Record Sheet (Fig. B4a) into which the relevant data from each well/borehole are transferred.

The manual describing in details the procedures for completion of the Well Log Record Sheet is prepared and can be made available separately from this paper.

Well records which are being transferred into the Well Log Record Sheet are treated in the following way.

- All numerical values of well/borehole, with exception of the dimensions for screens and pipes which are traditionally given in inches, are converted into the metric system (a conversion graph is available with the above mentioned manual).
- The composition of penetrated strata is reviewed, described briefly and the abbreviated symbols indicating the lithological composition of different strata or rocks are assigned to each depth interval in the Well Log Record Sheet.

										WELL LOG RECORD SHEET		
1a Nat'l. Ref No.			1b Local No.		1c Agency			26 Depth to under-side of each layer (Below ground)		27 Symbols	28 Short Description of Penetrated Strata	
2a Locality												
2b Water Use Association								2c Owners Number				
3a Map No.			4 Coordinates		Long.							
3b Scale					Lat.							
5a Completion Date			5b Use		E		O		6 Elev. of Ground			
7 Casing Diameter		Metric	English		8 Casing B.G.R.							
9 Screen	DIAMETER				BELOW GROUND							
					FROM		TO					
	1.											
	2.											
	3.											
10 Sump Pipe												
11 Type of Screen & Perf.												
12 Static Water Level	BELOW GROUND		DATE		ELEVATION							
	1.											
	2.											
13 Later Meas. of W.L.												
14 M ³ /H/M					15 Time in Min.							
16 Pump Test Performed		C	D	17 Storage		18 T M ² /Sec.						
19 Water Permit Date			20 Water Permit Volume		Mill. M ³ /Yr.							
21 Water Analysis		22 Sieve Test Analysis		23 Description of Samples								
24 Sample Box Nos.		24a Stored by										
25 Date and Written By												
29 Remarks												

Fig. B4a Well Log Record Sheet (reduced from A4 size).

- The rules which should be followed in selecting the lithological symbols are described below. The list of symbols as presented below could be extended or reduced depending on the available information about the lithology in a particular area/country.

1. The capital letters should always be used to denote major the lithological components, e.g.:

- | | | | |
|----|---------------------|----|--|
| A | Adobe | M | Mudstone |
| B | Boulders | R | Rock |
| C | Clay | S | Sand |
| CO | Corals | SH | Shale |
| G | Gravel | SS | Sandstone |
| I | Silt | T | Tuff |
| K | Conglomerate | V | Volcanic |
| L | Limestone | X | Unknown |
| LL | Coralline Limestone | Y | Alternating layers (the lithology of these layers is indicated by small letters following the capital letter Y). |
| LO | Loam | | |

2. The small letters should always be used to denote secondary or minor lithological components, e.g.:

a	adobe	l	limestone
b	boulders	ll	coralline limestone
c	clay	lo	loam
co	corals	m	mudstone
g	gravel	s	sand
i	silt	sh	shale
k	conglomerate	ss	sandstone
		t	tuff
		v	volcanic

3. It should be noted that in the boxes reserved for Short Description of Penetrated Strata and Symbols the following rule should be applied when describing borehole samples.

- a) When two lithological components occur in more or less the same proportions and are considered as major components the word "and" should always be written in between two descriptions. The abbreviated symbols for each component are then written both by capital letters.

Example: Gravel "and" Sand
Symbols: GS

- b) when one lithological component is a major component and the amount of the second component is smaller the word "with" should always be written in between the two descriptions. The abbreviated symbol for the second lithological component is then written by a small letter.

Example: Gravel "with" sand
Symbols: Gs

- c) The use of adjective indicates a secondary lithological component. The abbreviated symbol for secondary component is then written by a small letter.

Example: Clayey sand
Symbols: Sc

- d) Physical and other properties of borehole's samples should always be written after the lithological description. The symbols for these properties should be written by using the small letters which are not used in the list for the lithological description.

<u>Examples</u>	<u>Symbols</u>
fine	f
medium	d
coarse	r
hard	h
soft	o
calcareous	u
etc.	

4. To avoid crowding in the ring's section the lithological symbols should, whenever possible, include a maximum of three letters.


 NATIONAL WATER RESOURCES COUNCIL <small>5TH FLOOR, RMA BUILDING, E. DELROS SANTOS AVE. D.C.</small>				WELL LOG RECORD SHEET				
A Region No.	B Basin No. & Name		1a Nat'l. Ref No.	1b Local No.	1c Agency LWUA	26 Depth to underside of each layer (Below ground)	27 Symbols	28 Short Description of Penetrated Strata
	BATANGAS CITY, ALANGILAN					2	LC	CLAY RESIDUAL SOIL
	WATER DISTRICT				3261.2	5	A	BROWN ADOBE
	326152		4 Coordinates		Long.	8	C	BROWN CLAY
	1:12500		Lat.			20	T	VOLCANIC ASH
	1911 1976		5b Use	E	0 6 Elev. of Ground	64		
	Metric 550 C		English 14 I	8 Casing B.G.R.	5.5	29	T	VOLCANIC ASH
9 Screen	DIAMETER			BELOW GROUND				
			FROM	TO		34	C	BROWN CLAY
	1.	14 I	65 M	61 M		38	A	BROWN ADOBE
	2.	14 I	148 M	172 M		41	T	VOLCANIC ASH
	3.					44	A	BROWN ADOBE
						51	C	BROWN CLAY
10 Sump Pipe	14 I		187 M	189 M		55	T	VOLCANIC ASH
11 Type of Screen & Per.	55-61 SLOTTED CASING 148-172		148-172 STAINLESS STEEL		LABEN	65	STC	COARSE SAND w/ BROWN CLAY
12 Static Water Level	BELOW GROUND		DATE	ELEVATION		72	SS	SANDSTONE
	1.	42.89 M	08/11/1977	21.11		95	T	VOLCANIC ASH
	2.					100	STC	COARSE SAND w/ BROWN CLAY
	3.					108	T	VOLCANIC ASH
13 Later Meas. of W.L.					113	R	VOLCANIC ROCK	
14 M ³ /M/M	126.3/21.15		15 Time m/Min.		1500	125	T	VOLCANIC ASH
16 Pump Test Performed	(C) (D)	17 Storage	178 T M ³ /Sec.			127	R	VOLCANIC ROCK
19 Water Permit Date	20 Water Permit Volume		M ³ /Yr.			141	R	SOLID ROCK
21 Water Analysis	22 Sieve Test Analysis		23 Description of Samples		D	155	A	WHITE ADOBE
24 Sample Box Nos.	24a Stored by					156	CS	BROWN SANDY CLAY
25 Date and Written By	05061979 JT					170	S ₂	BROWN SAND/FINE (K. REFINED)
29 Remarks	SLOTTED CASING 2 MM HOLE, 127 MM LONG AT THE					173	S ₁	CONSOLIDATED SAND
	FOLLOWING DEPTH INTERVALS 67-69, 74-75, 81-82, 88-89					183	A	BLACK ADOBE
	32-36, 42, 43, 44, 45, 46-47, 48, 49-50, 51-52, 53, 54, 55, 56, 57, 58-59, 60, 61, 62, 63, 64, 65, 66, 68, 69, 70, 71, 72, 73, 74, 75, 76, 77, 78, 79, 80, 81, 82, 83, 84, 85, 86, 87, 88, 89, 90, 91, 92, 93, 94, 95, 96, 97, 98, 99, 100, 101, 102, 103, 104, 105, 106, 107, 108, 109, 110, 111, 112, 113, 114, 115, 116, 117, 118, 119, 120, 121, 122, 123, 124, 125, 126, 127, 128, 129, 130, 131, 132, 133, 134, 135, 136, 137, 138, 139, 140, 141, 142, 143, 144, 145, 146, 147, 148, 149, 150, 151, 152, 153, 154, 155, 156, 157, 158, 159, 160, 161, 162, 163, 164, 165, 166, 167, 168, 169, 170, 171, 172, 173, 174, 175, 176, 177, 178, 179, 180, 181, 182, 183, 184, 185, 186, 187, 188, 189, 190, 191, 192, 193, 194, 195, 196, 197, 198, 199, 200							

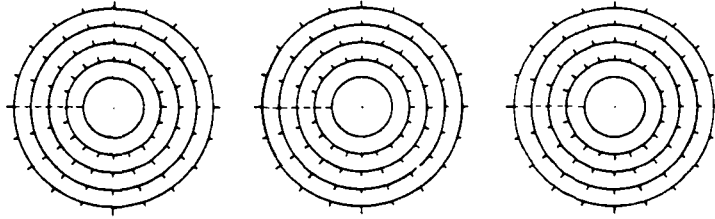
Fig. B4b Example of completed Well Log Record Sheet (reduced from A4 size).

CONSTRUCTION OF CYCLOGRAM AND PREPARATION OF THE CYCLOGRAM MAP

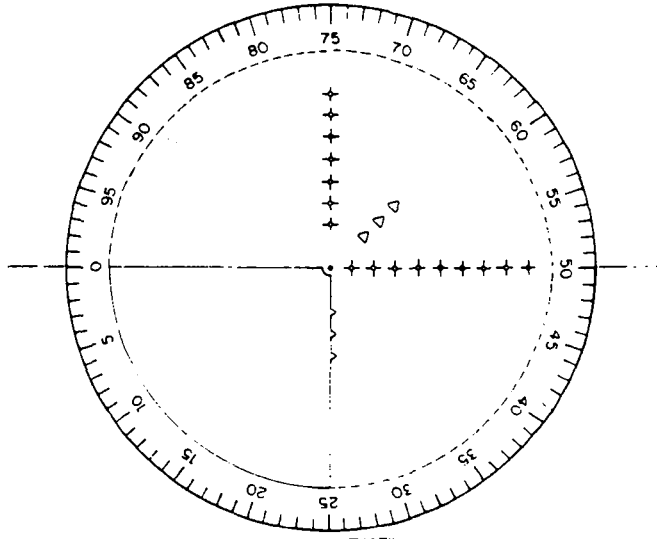
The well record cyclogram can be constructed by using either manual procedures or by a computer plot facility.

Manual Procedure

By using manual procedures the depth of underside of each layer is read out from the Well Log Record Sheet and plotted into cyclogram rings by using a specially prepared template. For convenience, the cyclogram rings are printed on a transparent adhesive film from which each cyclogram can be taken off and pasted on the map. Fig. B5 illustrates preprinted cyclograms and a template for the construction of cyclograms.



Preprinted cyclogram rings (excerpt from A4 sheet)



Template, made of transparent plastic plate

Fig B5 Preprinted Cyclogram Rings and Template for plotting the depth of layers (1/2 of original size).

As shown in this figure each cyclogram ring is subdivided into 5 m intervals which provide for rapid identification of depth and elevation for plotting of depth of layers into cyclograms even without a template. From a specially prepared sheet (Letraset, Letratone etc., Fig. B6) the lithologic symbols of layers and other numbers are pasted into their respective positions within the rings and around the cyclogram (See also Fig. B2).



AAAAAAAAAAAAAAAAAAAAAAAAAAAAAAAA
AAAAAAAAAAAAAAAAAAAAAAAAAAAAAAAA
AAAAAAAAAAAAAAAAAAAAAAAABBBBBBBB
CCCCDDDDDDDDDDDDDDDDDDDDDDDD
DDDDDDDDDDDDDDDDDDDEEEEEEEEEEE
EEEEEEEEEEEEEEEEEEEEEEEEEEEEEE
EEEEEEEEEEEEEEEEEEEEELLLLLLLLL
EEEEEEEEEEEEEEEEEEEEEEGGGGGGGG
GGGGGGGGGGGGGGGGGGGGGGGGHHHH
HHHHHHHHHHHHHHHHHHHHHHHHHH
JJJJJJJJJJKKKKKKKKKKKKKKKKKK
KKKKKLLLLLLLLLLLLLLLLLLLLLLLLL
LLLLMMMMMMMMMMMMMMMMMMMMMMMM
MMMMNNNNNNNNNNNNNNNNNNNNNNNN
NNNNNNNNNNNNNNNNNNNNNNNNNNNN
NNNNNOOOOOOOOOOOOOOOOOOOOO
OOOOOOOOOOOOOOOOOPPPPPPPPP
QRRRRRRRRRRRRRRRRRRRRRRRRRR
RRRRRRRRRRRRRRRRRRRRRSSSSSSS
SSSSSSSSSSSSSSSSSSSSSSSSSSSS



SPACEMATIC / heat resistant

oooooooooooooooooooooooooooooooo
oooooooooooooooooooooooooooooooo
bbbbbbcccccccccccccccccccccc
ddddddddddddddddddddddddddde
eeeeeeeeeeeeeeeeeeeeeeeeeeeeee
eeeeeeeeeeeeeeeeeeeeeeeeeeeeee
eeeeeeeeeeeeffffffffffg
gggggggggggggggggggggggggggg
hhhhhhhhhhhhhhhhhhhhhhhhhh
jjjjjjjjjjjjjjjjjjjjjjjjjjjj
kkkkkkkkkkkkkkkkkkkkkkkkkkmm
mmmmmmmmmmmmmmmmmmmmmmmmmm
nnnnnnnnnnnnnnnnnnnnnnnnnnnn
nnnnnnnnnnnnnnnnnnnnnnnnnnnn
ooooooooooooooobbbbbbcccccccccc
ooooooooooooooopprrrrrrrrrrrr
ssssssssssssssssssssssssssss
ssssssssssssssssssssssssssss
tttttttttttttttttttttttttttt
uuuuuuuuuuuuuuuuuuuuuuuuuuuu
vvvvvvvvvvvvvvvvvvvvvvvvvvvv



111122223333444455556666777788
111122223333444455556666777788
111122223333444455556666777788
111122223333444455556666777788
111122223333444455556666777788
111122223333444455556666777788



CH 6/8
6.8 N
5 / 2mm

111111111111111111111111111111
111111111111111111111111111111
2222222222222222222222222222
333333333333333333333333333333
4444444444444444444444444444
5555555555555555555555555555
6666666666666666666666666666
7777777777777777777777777777

Fig. B6 Preprinted Letraset Sheet (3/4 of original size).

As shown in Fig. B7 the completed well record cyclogram is cut out from the transparent adhesive film and pasted onto the transparent sheet, overlaying the respective topographic map. This is done such a way that the cyclogram can easily be related to the actual location of the borehole site. However, great care should be taken that the cyclogram does not obscure the topographic information which is important for orientation on the map.

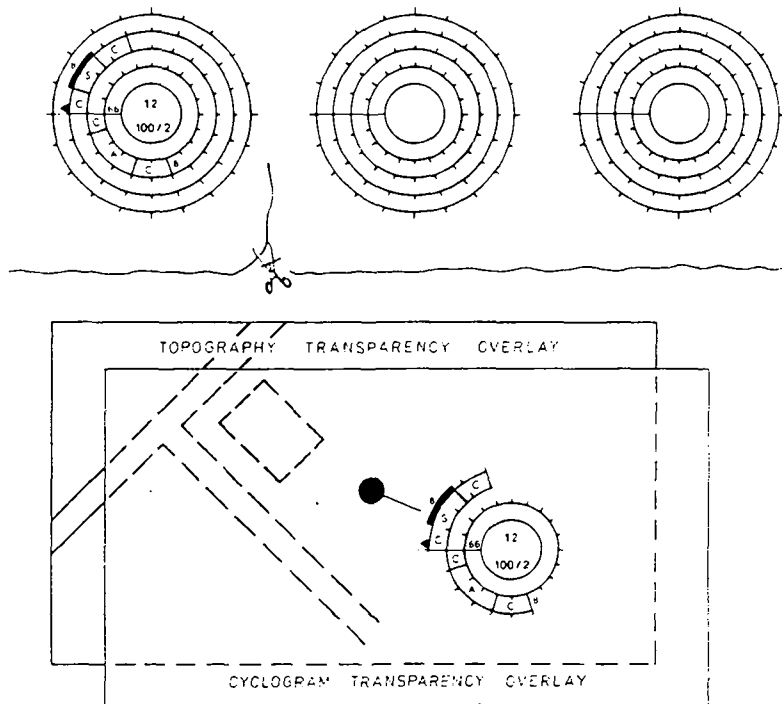


Fig. B7 Transparent cyclogram adhesive film overlaying topographic map.

Computer Plot

If access to a computer facility is possible and if a great number of wells/boreholes must be presented on a map, data from the Well Log Record Sheet are coded into a pre-arranged form. Thereafter, data are compiled and processed by computer and the cyclograms or cyclogram map is automatically plotted by a computer plot facility. (Fig. B8a-b).

Fig B8a shows computer plot of cyclograms on an A4 sheet from which a cyclogram is cut out and pasted onto the transparent sheet overlaying the respective topographic map.

As shown in Fig. B8b in computer plotting of the cyclogram map there are several intermediary plots to sort out overlapping of the cyclograms before the final printout is completed.

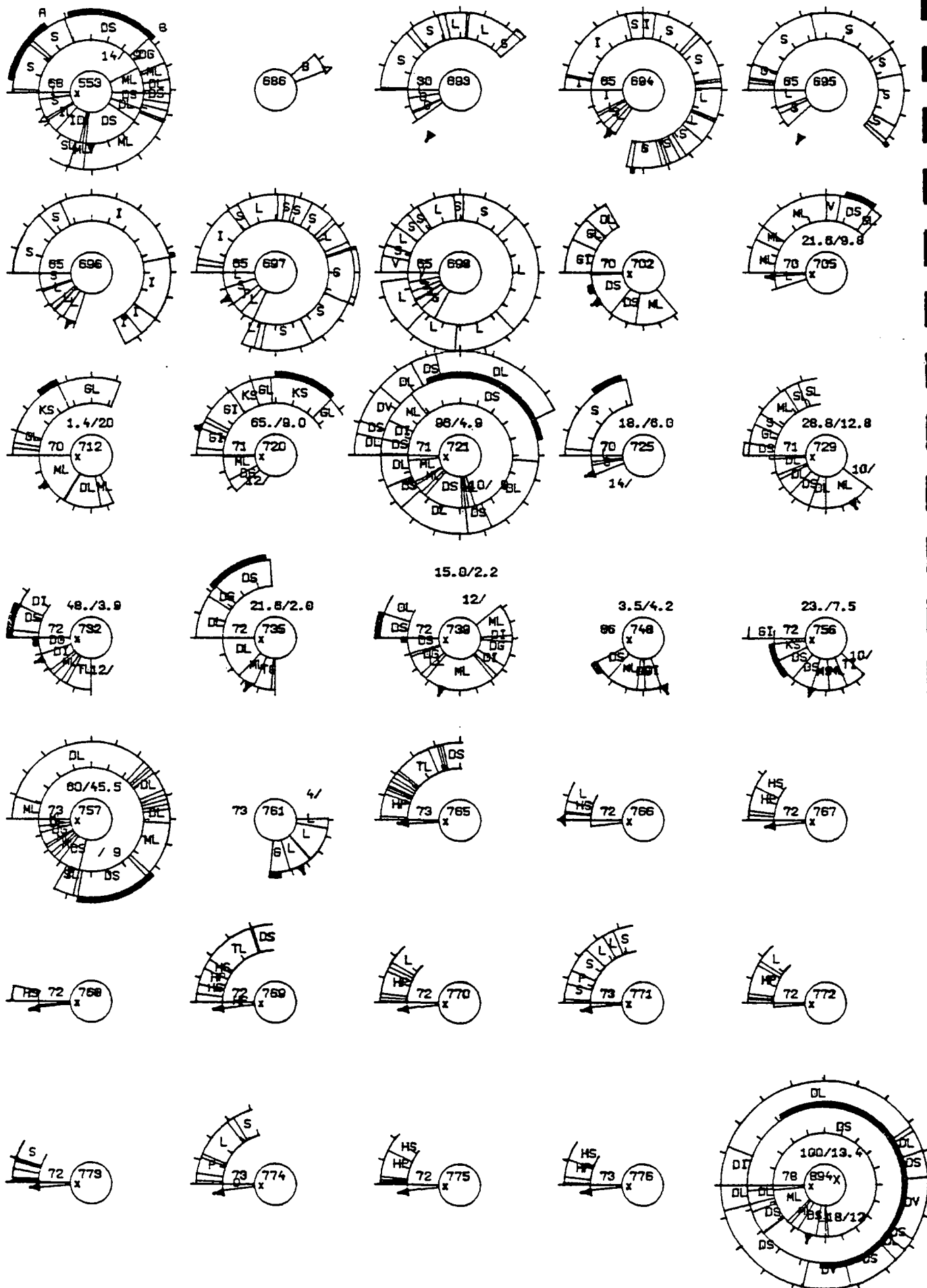


Fig. B8a Computer Plot of cyclograms ready for manual transfer to lithological topographic map overlay (size of cyclograms 1:1).

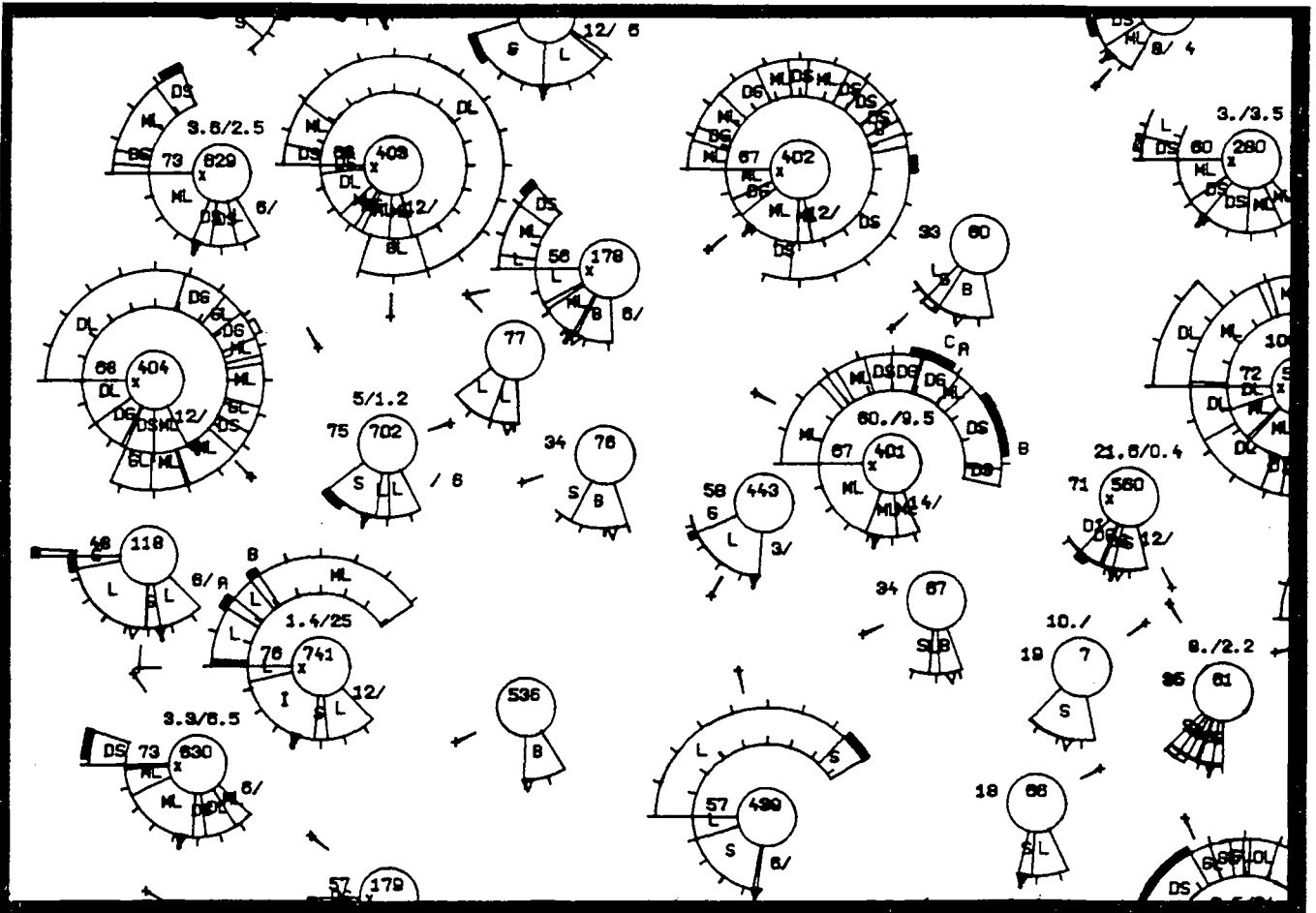
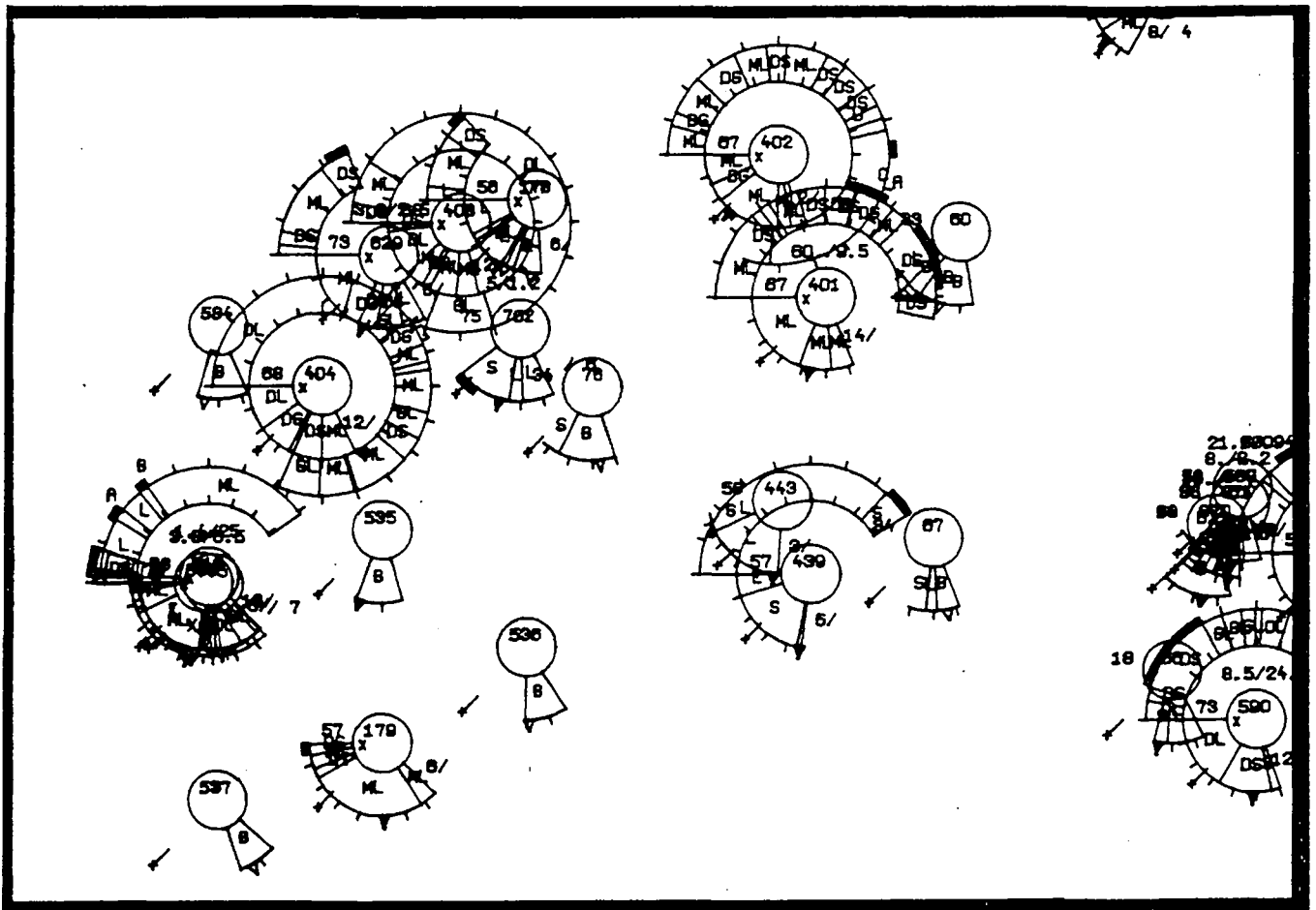


Fig. B8b First and final computer plot of cyclograms directly onto the topographic map overlay and location of wells (size of cyclograms 1:1).

Although, the computer plotting is faster and gives a more uniform product it is recommended that the manual procedures for construction of cyclograms are initially tried for the processing of well records and plotting of cyclograms.

Eventually, through the manual processing of well records, the stepwise procedures for the construction of cyclograms could be better appreciated and a more intimate knowledge of the aquifer properties could be gained. Furthermore, during manual processing of data all weak points of the coding system and the automatic plotting would be discovered and the subsequent processing of data by computer will be done in a more straightforward manner.

Showing well site and the kind of records available from a well .

From Fig. B7 it can be seen that a thin line connects the cyclogram to a small circle, the centre of which indicates the exact position of the well point on the map.

As shown in Fig. B9, the area of the circle is subdivided into 6 sections. Each section is used to indicate the kind of available record for a particular well and is filled black when the record is available.

WELL SITE AND THE KIND OF RECORDS AVAILABLE:

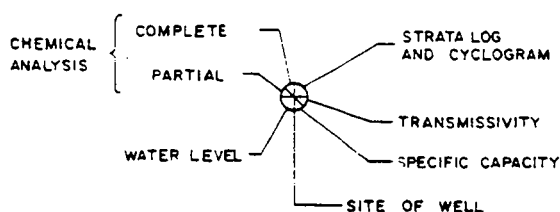


Fig. B9 Showing Well Site and the Kind of Records available (circle 1/2 of original size).

The circle will appear on all hydrogeological thematic maps, i.e. cyclogram, water level, transmissivity and chemical maps, which are usually prepared for interpretation of the groundwater conditions in an area. This is very useful because it is possible at a glance to see which other records are available for a particular well apart from the record presented on the map in question.

For instance, in Fig. B7 the records essential for the hydrogeological interpretation of an aquifer, i.e. strata log, water level, T-value, specific capacity value, complete and partial chemical analysis are all available for this well.

It should be kept in mind that while correlating strata, the position of cyclogram should not be confused with the actual position of the well site which is given by the circle. After a little practice one easily learns how to keep (in mind) locations of wells separated from the locations of cyclograms.

PROCEDURES OF EDITING OF THE CYCLOGRAM MAP

When all cyclograms are plotted on the map the legend (compared by combining Fig. B2, B3, B9 and adding lithological symbols, location map of the study area and the title block) is added to the map and a blueprint of the transparent sheet is made for further interpretation (see also Fig. C1, phase III).

Depending on the available printing facilities, desired number of copies as well as the available funds, the final editing of the cyclogram map could proceed in two different ways, i.e. manual editing or editing by printing.

Manual Editing

In manual editing the main topographic features, usually the coast line, hydrography, roads and the names of important places are traced or copied to the same transparent sheet on which the cyclograms are pasted. (Fig. B10).

The blueprint(s) is (are) then made from the transparent sheet and the cyclograms are coloured by hand. This process provides the cheapest way of preparation of the cyclogram map. However, for the final report the drawback of manual editing is that many of the topographical features are not shown on the map and the number of interpreted cyclogram maps is limited as each copy must be coloured by hand to obtain the final product. Furthermore, when a great number of boreholes is presented on the cyclogram map colouring by hand consumes a lot of time and the unit cost per map increases proportionally to the number of copies.

Manually edited cyclogram map should always be used as guidance during an investigation and for the preliminary report because it can easily be updated at a modest cost.

It should be mentioned here that in manually edited map, cyclograms are always reproduced in size 1:1 (as shown in Fig. B10) because colouring by hand would become difficult if the cyclograms are reduced. Therefore, normally edited cyclogram map sometimes assumes the size which is not handy. When editing the cyclogram map by printing there is a possibility to reduce the cyclograms to 1/2 of the original size (which is still quite legible) because the colours are printed into the respective ring sections (see Fig. B11c and B11d).

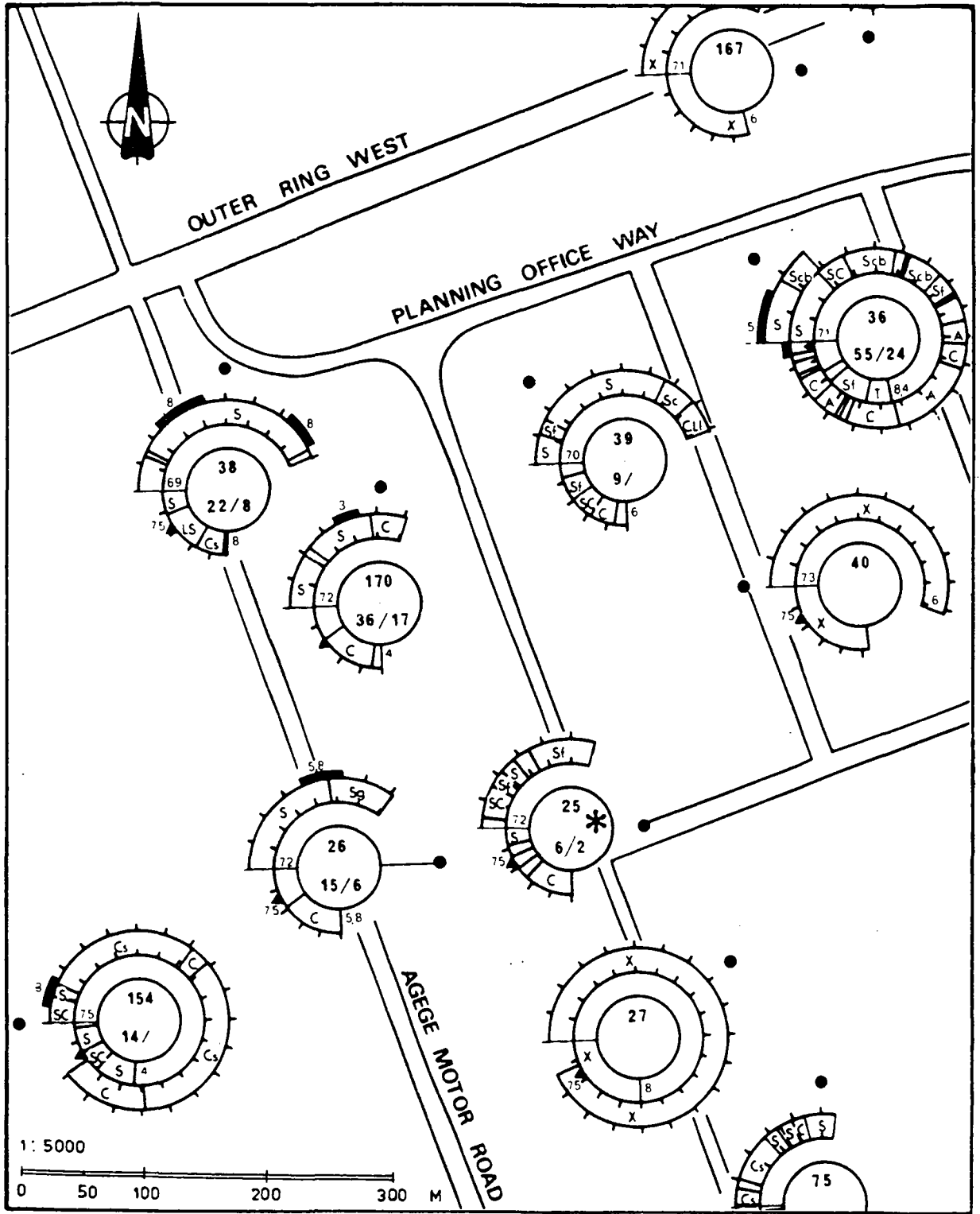


Fig. B10 Manually edited (by blueprinting) cyclogram map (size of cyclograms 1:1) ready for colouring by hand, if required. (Excerpt from the cyclogram map of Ilupeju Industrial area, Lagos, Republic of Nigeria).

Editing by Printing

In full scale printing several masks are prepared to separate the information which should be shown in the different colours.

The following masks (Fig. B11a, b, c, d) are usually prepared for colour printing:

Topo Mask (Fig. B11a)

This mask contains the contour lines of the land surface, names of places and manmade features which are all printed in a light grey colour. By selecting light grey colour the topography is suppressed but all topographic information is still shown on the map. This mask could usually be obtained from the geodetic (land) survey department.

Hydrography Mask (Fig. B11b)

This mask contains the contours of the coast line and inland hydrography which are all printed in a light blue colour. The mask could either be obtained from the geodetic (land) survey department or it is drafted from the topographic Base Map.

Cyclogram Mask (Fig. B11c)

This mask contains the cyclogram rings, cyclogram related numbers and the symbols which are all printed in a black colour.

Cyclogram Section Masks (Fig. B11d)

Usually the three masks are prepared to print the three basic colours; dark blue, violet and brown colours which indicate distribution of the permeability of layers in the cyclogram sections. The so-called photo stripping technique is used to strip rapidly the different sections of the cyclogram necessary for etching of the printing plates which are required for colour printing.

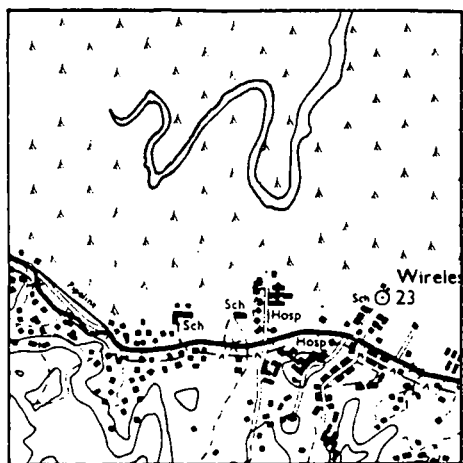


Fig. B11a Topo Mask

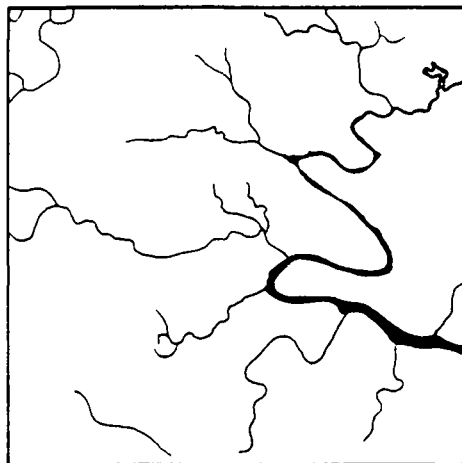


Fig. B11b Hydrography Mask

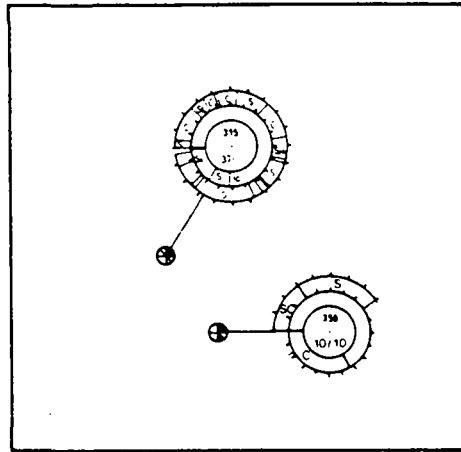


Fig. B11c Cyclogram Mask

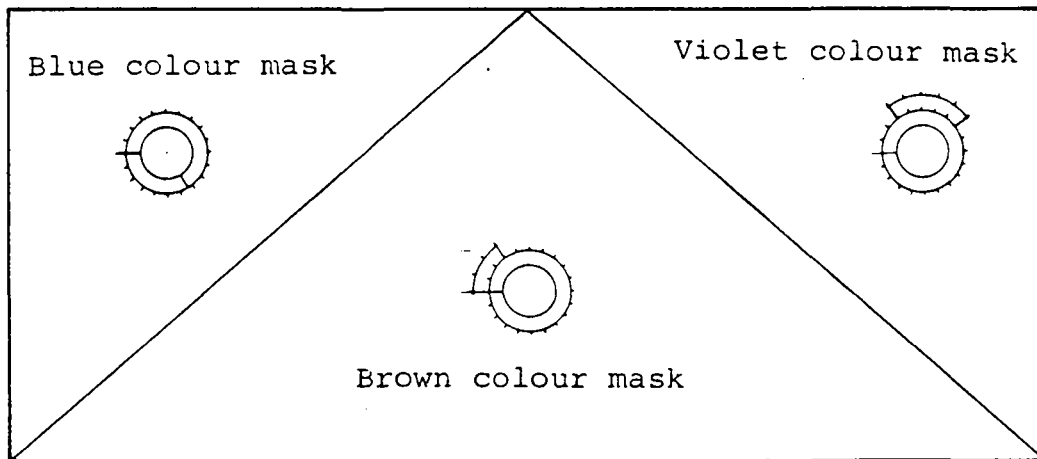


Fig. B11d Cyclogram Section Masks

Fig. B11a-d Different masks for colour printing.

The following are the advantages of the full scale colour printing process:

- A large number of copies are obtained at a minimum extra cost per additional copy.
- The quality of printed cyclogram map is much better than that from the manual processing.
- All topographic and hydrographic features are shown on the map which facilitates orientation on the terrain and enhances utilisation of the map.
- The plates for reproduction of topography and hydrography could be used again at no extra cost for printing of other hydrogeologic maps.

ADVANTAGES OF CYCLOGRAM MAPPING TECHNIQUE

By using the cyclogram mapping technique, many advantages are gained in relation to other borehole mapping techniques.

The most important advantage is to have all pertinent records from wells and boreholes presented on a one single map which is easy to use both by groundwater specialists and other persons concerned with development and management of groundwater resources. The cyclogram method for mapping of borehole data is probably the only method available for showing location of wells and boreholes, three dimensional illustration of penetrated strata and presentation of other technical and hydrogeologic data from wells, all on one single map.

Furthermore, for all wells/boreholes presented on the map the selected reference level is always the same (9 o'clock in one of the rings). This provides for an immediate spatial correlation of (horizontal) layers from borehole to borehole without drawing correlation lines of any kind. Hence, data from new well(s)/borehole(s) may just be added (pasted) to the map without changing (redrafting) the earlier data. A progressive build-up of data base such as this is less complicated to follow (and comprehend) than if the cross-sections or block diagrams are used.

Apart from presenting both the technical data and penetrated layers on a single map, the uncoloured cyclogram map is a Base Map with a low degree of interpretation. The original data, on which subsequent interpretation is based, can always be easily changed when new data provide better information. For instance, if in an area in which the drillers' logs are available only, a new borehole is drilled and a better lithostratigraphic classification and/or description of the layers is available, then the previous hydrogeological interpretation of layers in the surrounding boreholes may be changed by changing the colours only. However, the original data are still shown below the new colour.

Many useful judgments of criteria relating to the quality of drillers' logs against geological interpretation can be obtained in this way.

Once the cyclogram map is prepared and interpreted it can advantageously be used to select the potential site for drilling well(s)/borehole(s) with a greater confidence because one can easily compare data from other wells in the respective area.

Furthermore, the map provides an immediate insight into the composition of aquifers in the area and may advantageously be used as an aid in the analysis of pumping test data (especially with regard to the aquifer boundaries) and eventually for the management, control and protection of groundwater resources.

The cyclogram map of the well records is actually a mini Groundwater Data Bank presented on a single map which is essential for a proper interpretation of the groundwater conditions in an area.

REFERENCES

- Andersen, L.J., 1973 : Cyclogram Technique for Geological Mapping of Borehole Data. The Geological Survey of Denmark. III Series no. 41, Copenhagen, Denmark.
- Haman, Z., 1976 : Investigation of Groundwater Resources in Batangas Water District, South Luzon, Philippines (modified cyclogram method for mapping of well records). Proceedings Nordic Hydrologic Conference, Reykjavik, Island 1976.
- Haman, Z., 1978 : Danish cyclogram technique for mapping of borehole data modified for use in investigation of groundwater resources outside of Denmark (unpublished).
- Haman, Z., 1979 : Groundwater Data Bank. System Approach and Case History. Prepared for UNDP/NWRC. New York/Manila. Open file Report.
- Kampsax-Krüger, 1981 : The Groundwater Data Bank and the Cyclogram Technique, prepared for Local Water Utilities Administration, Republic of the Philippines.

E S T A B L I S H M E N T O F G R O U N D W A T E R
D A T A B A N K

By Z. Haman
I. Krüger A/S
Consulting Engineers, Denmark

(C) PART THREE

EXAMPLES OF GROUNDWATER DATA BANKS ESTABLISHED
IN THE REPUBLIC OF THE PHILIPPINES

INTRODUCTION

The presence of many shallow and deep wells in the urban and rural areas indicate that groundwater is utilised extensively in the Philippines.

Several agencies, headed by the National Water Resources Council of the Philippines (NWRC), are involved in the exploitation of the groundwater resources.

For the communities with less than 20,000 inhabitants, the Rural Water Development Corporation (RWDC) is the governing agency for development of water supply systems.

For Metro Manila, the Metropolitan Water and Sewerage System (MWSS) directs planning and use of the water resources.

For the communities with 20,000 inhabitants and more, with the exception of the Metro Manila, the Local Water Utilities Administration (LWUA) is the official body entrusted with the task of planning and development of water resources and the water supply systems.

Each of the above mentioned agencies is undertaking data collection and evaluation of the groundwater sources.

In the following sections some examples of establishment of the Groundwater Data Banks will be described and illustrated.

LWUA'S GROUNDWATER DATA BANK

For each community exceeding 20,000 inhabitants, a Water District (WD) will be formed. It is expected that approximately 700 Water Districts will be established in the Philippines at the turn of the century. Consequently, approximately 50% of the total Philippine population (presently estimated to about 45 mill.) will be provided with piped water via Water Districts by the year 2000.

As groundwater sources play an important role in the urban water supply, the importance of systematic data collection, evaluation and planning of groundwater sources development, has been recognised by LWUA. Consequently, in the early 1979, the Groundwater Data Bank (GDB) section was formed, within the Hydrogeological Division of LWUA, with a duty to establish hydrogeological data base required for an efficient development of groundwater sources.

Initially, LWUA's GDB was staffed by three engineers supported by one draftsman, a secretary and a consultant. By the end of September 1980 the GDB staff consisted of 8 engineers, two draftsmen, a secretary and one consultant. Presently GDB is operated and managed entirely by LWUA's engineers.

In the initial stages of GDB establishment, two pilot projects (Batangas and Baguio Water Districts) were selected to introduce the procedures for collection of groundwater data and to train LWUA's staff. The cities of Batangas and Baguio were selected as they represent two typical hydrogeological and geomorphological environments in the Philippines.

The Consultants' (Kampsax-Krüger) task was related to transfer of the hydrogeological know-how to LWUA's engineers and assisting in the establishment of Well Records Section and the system of collection, processing, storage and retrieval of well records along the lines described in the previous sections.

Establishment of GDB for Water Districts (more than 200 WD, status mid 1982) is in progress and the cyclogram mapping is carried out regularly by LWUA's staff as part of the groundwater investigations for the future water supply systems of each Water District. In the Philippines a water quality data collection system was also established in 1980 so today LWUA is able to provide the professional assistance to Water Districts in the investigations of both groundwater quantity and quality for water supply purposes.

In Fig. C1, C2 and C3 the phases and procedures followed in the establishment of LWUA's GDB for Water Districts are illustrated.

NWRC'S GROUNDWATER DATA BANK

As previously mentioned, NWRC is the national agency entrusted with the task of co-ordinating, planning and assessment of water resources utilisation in the Philippines and issuance of Water Permits for groundwater withdrawal.

With respect to groundwater, the NWRC role is to collect and store all available groundwater data and to use these data in the assessment of groundwater potential in the Philippines.

In 1979, NWRC embarked on the UNDP supported programme which among other things, was supposed to provide assistance for syste-

misation of well records and reorganisation of the existing groundwater data bank. During the period 1979-1980 the different forms for groundwater data collection were prepared:

- Scheme for Location of Borehole with Manual for completion of the scheme.
- Borehole Entry Books
- Drillers Well Log Record Sheet
- Pumping Test Data Sheet
- Well Log Records Sheet for cyclogram mapping with Manual for completion of the Sheet.
- Different Check Lists for the control of data collection.
- Water Quality Data Sheet with Manual for completion of the Sheet.

The organisational aspects of NWRC GDB were considered and the procedures for collection of new and existing borehole data were outlined as shown in Fig. C4 and C5. The training was provided to NWRC engineering staff regarding collection and processing of groundwater data into GDB.

The equipment for manipulation of maps and data is proposed as illustrated in Fig. C6.

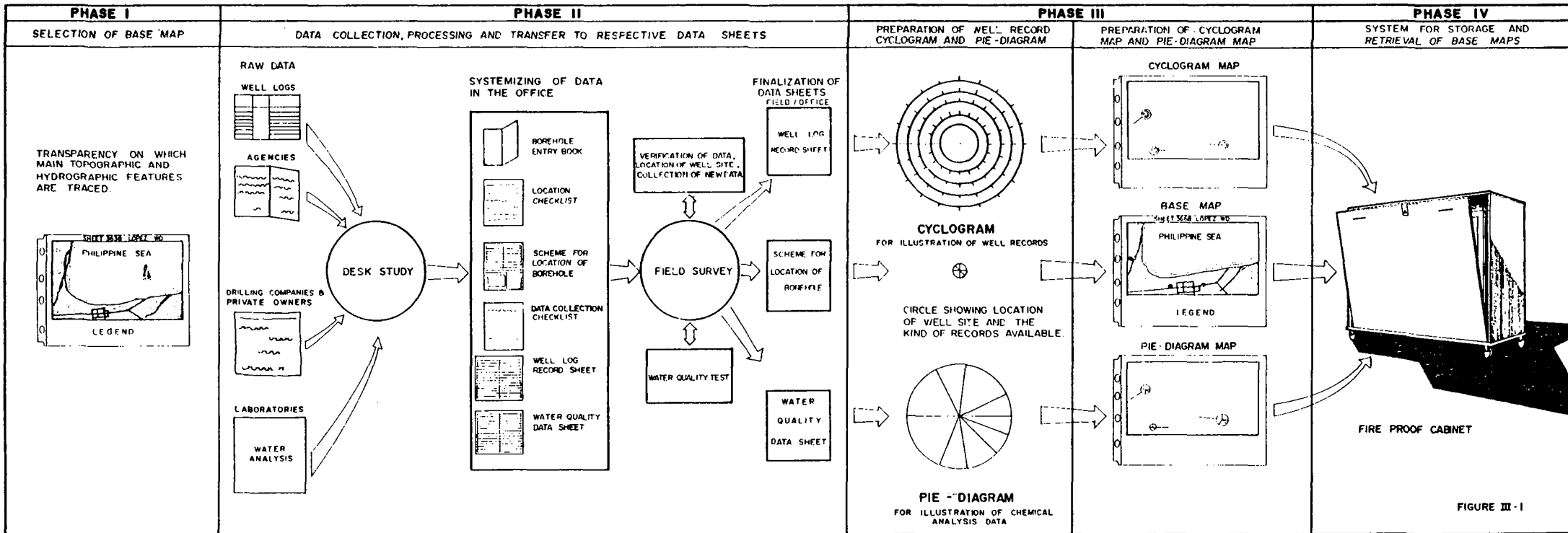


FIGURE III - 1

Fig. C1 Phases of establishment of LWUA's Groundwater Data Bank.

BASE MAP SYSTEM

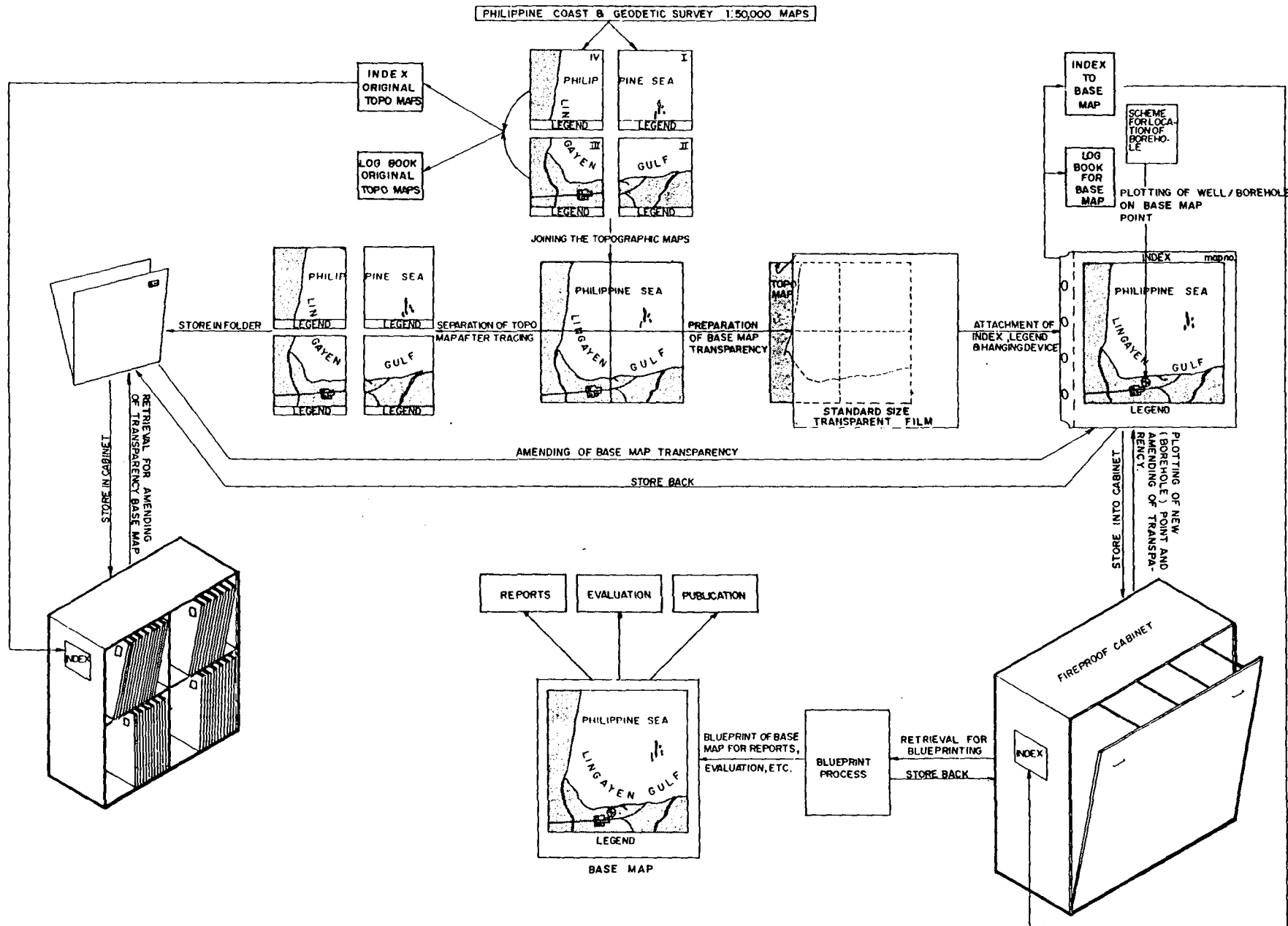


Fig. C2 Base Map System - LWUA's Groundwater Data Bank.

FILING & RETRIEVAL SYSTEM OF DIFFERENT MAPS

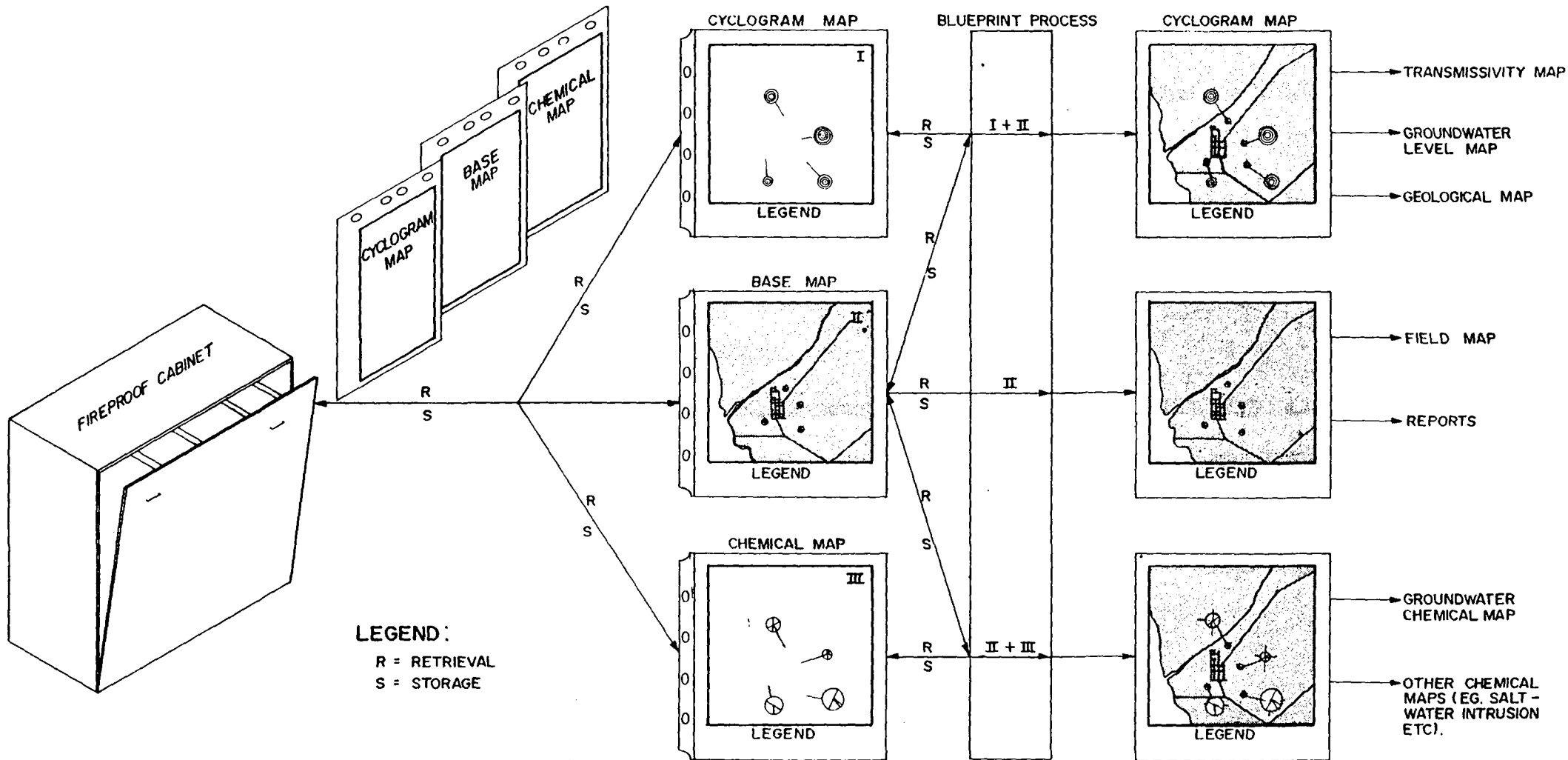


Fig. C3 Filing and Retrieval System of Different Maps.
 LWUA's Groundwater Data Bank.

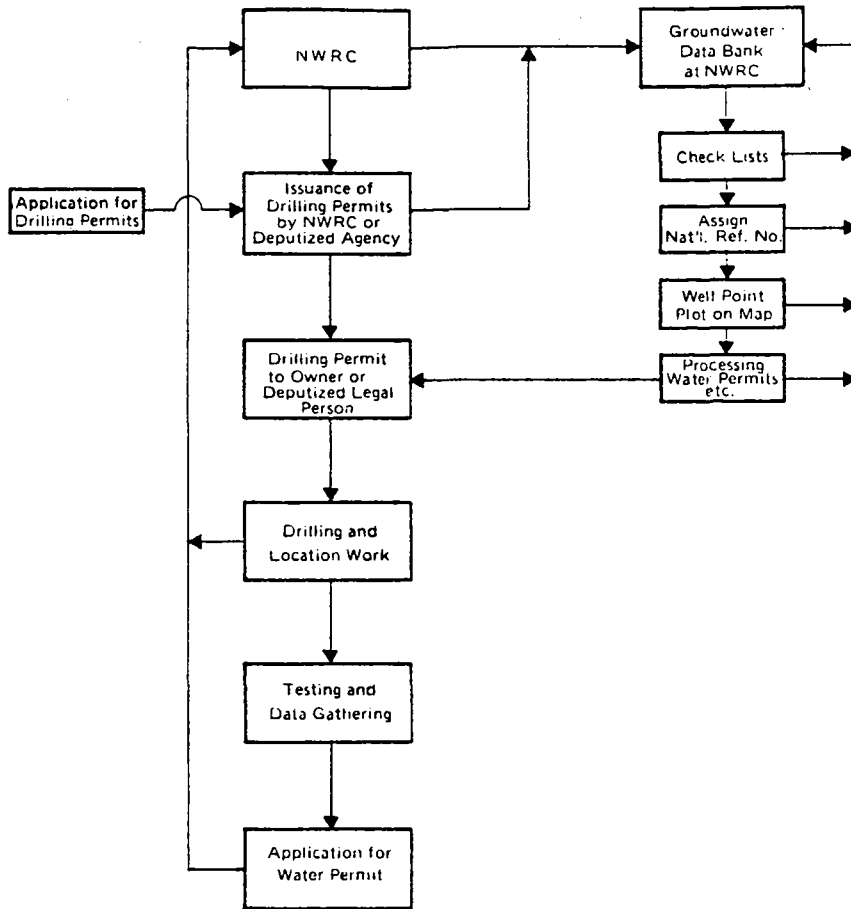
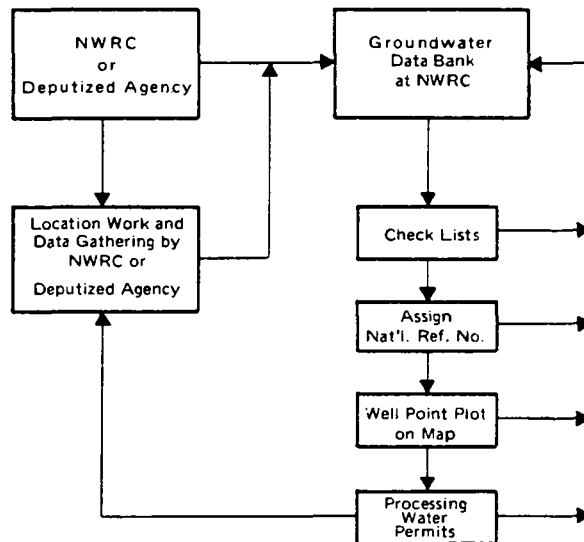


Fig. C4 Flow diagram showing sequences for recording of new boreholes into NWRC Groundwater Data Bank.

Fig. C5 Flow diagram showing sequences for recording of existing boreholes into NWRC Groundwater Data Bank.



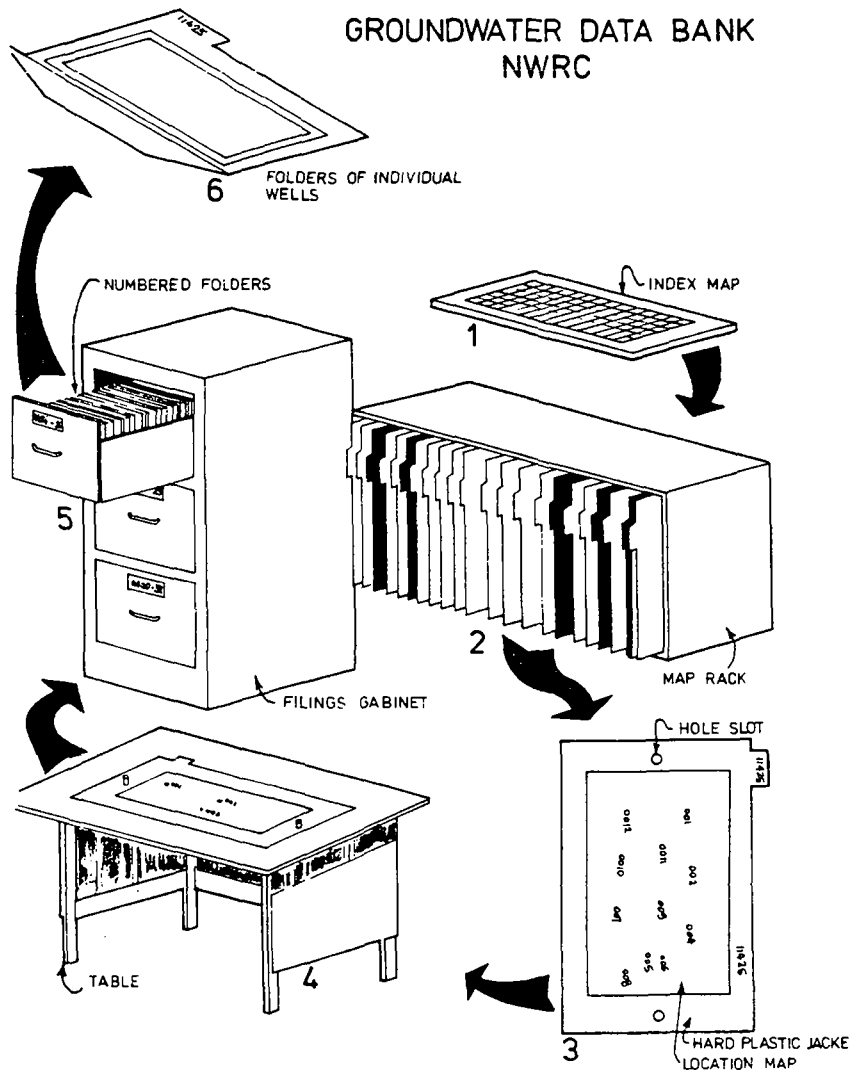


Fig. C6 Office equipment for Well Records and Base Maps.

BIOLOGICAL FOULING OF REVERSE OSMOSIS MEMBRANES
AT WATER FACTORY 21.

David G. Argo, Assistant Manager and Chief Engineer,
and
Harry F. Ridgway, Research Microbiologist,
Orange County Water District, 10500 Ellis Avenue,
Fountain Valley, California, 92708.

INTRODUCTION

Water Factory 21's advanced wastewater reclamation facilities were designed to treat 0.66 m³/s (15 mgd) of unchlorinated secondary effluent from a municipal wastewater treatment plant by the processes diagrammed in Figure 1 ("Q" numbers designate various sampling locations; e.g., Q-1 is plant influent). These processes include lime clarification with sludge recalcining, air stripping, recarbonation, prechlorination, mixed-media filtration, granular activated carbon adsorption with carbon regeneration, final chlorination, and reverse osmosis (RO) demineralization. Because the water is injected into the domestic groundwater supply, it was necessary to remove dissolved solids from a portion of the treated water in order to meet drinking water standards and state requirements.

A flow diagram of Water Factory 21's 5 mgd RO plant is shown in Figure 2. Included in this process are feeding of sodium hexametaphosphate to inhibit scale precipitation, addition of chlorine to control biological growth within the membrane modules, and 25-micron filtration to remove particulates. The water is then pressurized by vertical turbine feed pumps to a total dynamic head of 460 psig. Acid is injected into the high pressure feed header to adjust pH to approximately 5.5 before the water is applied to the RO membranes. The RO plant is designed to provide 90% salt removal while achieving 85% overall

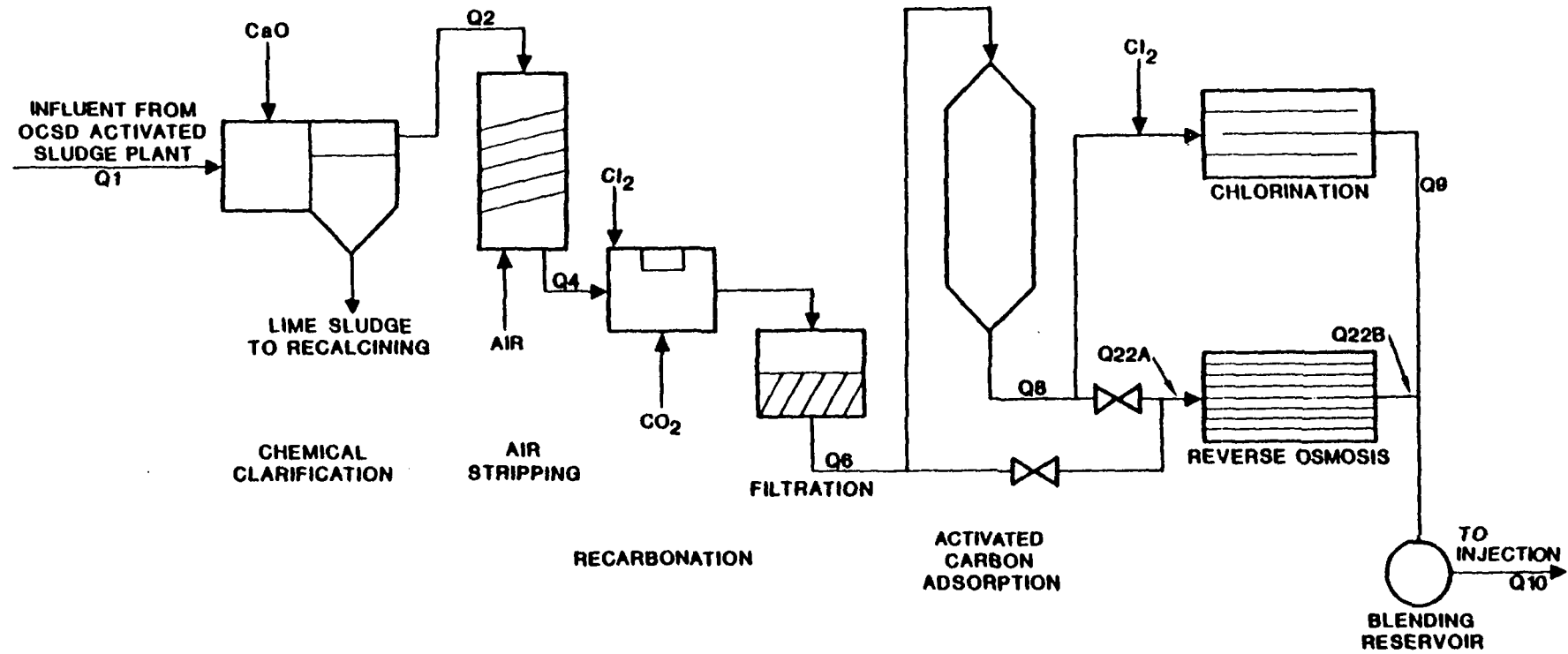


Figure 1. Flow schematic diagram and sampling locations for Water Factory 21

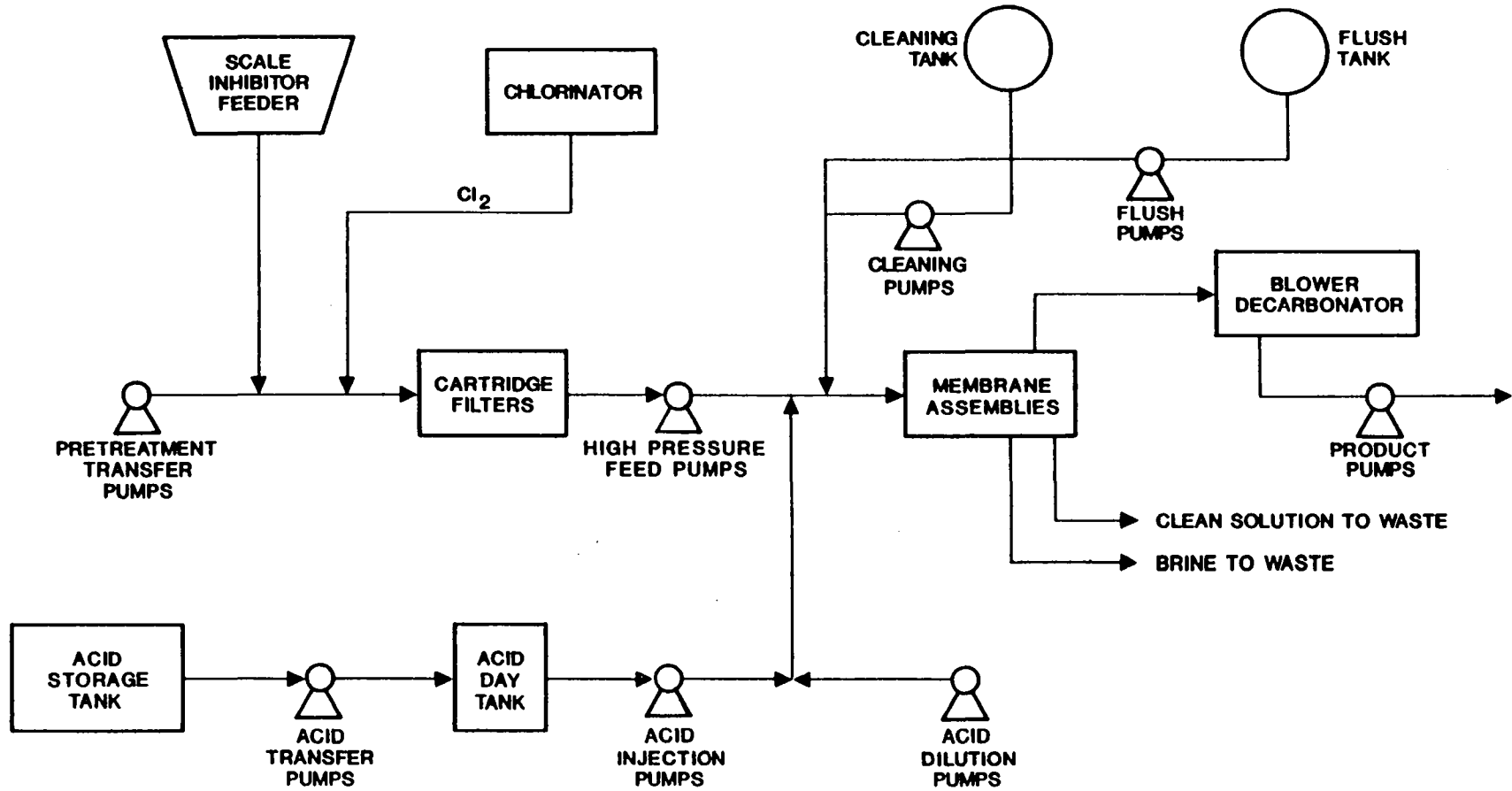


Figure 2. RO flow schematic

water recovery. The demineralized water receives post-treatment in two packed tower decarbonators to air strip the dissolved carbon dioxide which results from pH adjustment. A detailed description of the RO plant's design criteria has been provided in previous reports.^{1,2}

The 5 mgd plant has been in operation for over four years. During this time it has been necessary to replace the original membrane because of performance loss due to fouling. The purpose of this report is to present the details of studies conducted by the Orange County Water District over the last two and one half years. These studies have sought to identify the cause of membrane flux decline and to find means to mitigate or control this loss of performance. The report also summarizes the system's overall performance during the past two years.

5 MGD REVERSE OSMOSIS SYSTEM

The 5 mgd RO system consists of six identical subunits. Each of these consists of 42 pressure vessels mounted on a structural steel frame in a 4-2-1 array; i.e, 24 pressure vessels in series with 12 more vessels, and these in series with six more pressure vessels. The operating pressure and product water recovery are adjustable for each subunit. Although the feed pressure has varied, recovery has been maintained at a constant 85%. Four of the six subunits were reloaded in the last half of 1979 with Fluid Systems (FSD) Model 8150-HR spiral membranes. FSD product specifications for these elements indicate a minimum rejection of 96% NaCl and a nominal flux of 12.5 gfd at 420 psig and 77°F. The other two subunits were reloaded in December 1979 with a different CA type of membrane, but their performance was very similar to that of units loaded with the HR type. Therefore, any discussion of plant performance will be limited to subunit 1A, since it is typical of all the subunits and has had the longest period of operation.

Figure 3 plots the normalized flux versus time and rejection versus time for subunit 1A from July 1979 to September 1981 and shows when the subunit was cleaned. The flux was normalized to a referenced temperature of 77°F and a net operating pressure of 400 psig, by applying a temperature and pressure correction factor based on the monthly average for both. The rejection shown is an average of the weekly rejection calculations made for the subunit during any given month.

Previously reported data¹ demonstrated that the best correlation obtained when plotting normalized flux as a function of time was a linear relationship rather than a log-log relationship. This is due to the fact that the major reason for the flux decline in this RO application is membrane fouling as opposed to membrane compaction. It has been demonstrated empirically that a fouling flux decline is best characterized by a linear relationship and that a log-log relationship would best define a compaction flux decline. Figure 3 shows that the flux declined rapidly from July 1979 to October 1980 and that the rate of flux decline was much less severe from October 1980 to September 1981. This transition in flux decline rate appears to take place after about 9,000 hours of operation. A linear regression calculation (least squares) for these two periods was used to determine the flux decline rate, which is the slope of the solid line shown on Figure 3. The flux decline rate or slope for the period from July 1979 to October 1980 was -0.226 gfd/month. For the period from October 1980 to September 1981, the flux decline rate decreased to -0.025 gfd/month, which is about an order of magnitude difference. The highest flux was 11.18 gfd observed in July 1979, immediately after reloading and startup of the new membranes. The flux declined steadily to a minimum of 6.84 gfd in December 1980. Following a holiday shutdown, the flux increased to 7.39 gfd in January 1981 and the level was maintained between this value and 6.77 gfd through September 1981. During this ten-month period, the unit was cleaned five times. The mean flux maintained for 1981 was 7.09 ± 0.21 gfd.

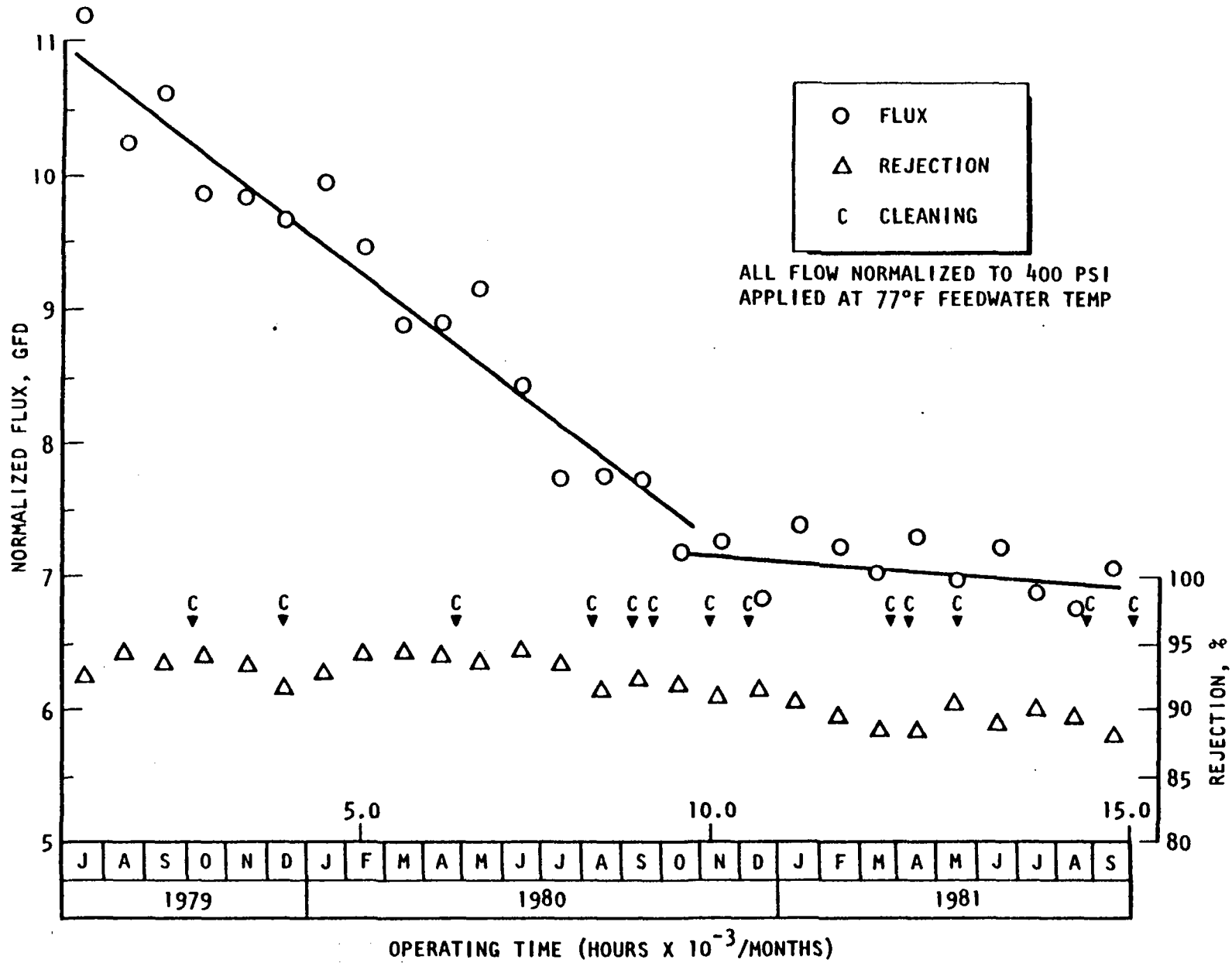


Figure 3. Normalized flux and rejection versus time for a typical subunit of Orange County's 5 mgd RO plant

Earlier investigation³ of several modules removed after the 12,000 hours of operation indicates that the principal cause of the observed flux decline is the accumulation of fouling material on the surface of the membrane. Again, several elements were removed after 15,000 hours and some of the fouling material was scraped from the membrane surface and analyzed to determine the composition of the foulant. The results of this testing are shown in Table 1. Data are given for typical elements removed from all three arrays (first, second and third passes), indicating again that between 87% and 92% of the fouling material is organic. Further research designed to identify the exact composition of this organic foulant has been conducted, and the results of these studies are summarized in a subsequent section of this report.

Besides a decline in flux, a long term decline in rejection characteristics was also observed. Rejection, after reloading, was 92.6% based on feedwater and improved to 94.7% the next month, apparently due to the development of a dynamic membrane as the fouling layer plugged minute membrane imperfections. Following this initial improvement, rejection started to decline and after six months had fallen to 92.0%. During 1980 it varied from a high of 94.8% to a low of 91.0% with a mean of $92.9 \pm 1.3\%$. After the holiday shutdown in December 1980, when the subunit was out of service for a period of 41 days, there was a decline in rejection from 91.5% to 90.3%. The rejection fell to 89.2% in February 1981 and remained about the same through August 1981. Following a cleaning in August which was unusually effective in flux restoration, the rejection declined to a low of 87.9%, indicating that removal of protective foulant had exposed a slightly degraded membrane. The principal cause of the gradual decline observed in salt rejection is believed to be a combination of fouling and gradual hydrolysis of the membrane. Typical annual average rejection of other feedwater constituents for the RO system during operation from October 1980 through September 1981 is given in Table 2. The membrane had been in service about 9,000 hours prior to October 1980, and by September 1981 had been in service almost 16,000 hours.

Table 1

Chemical Analysis of Biofilm Scrapings from
Reverse Osmosis Membranes

Parameter	Unit	Membrane		
		1st Pass	2nd Pass	3rd Pass
Quantity of foulant	mg(wet wt)cm ⁻²	8.2	9.9	12.6
Moisture content	% wet wt	93.7	93.0	93.9
Total organic fraction ¹	% dry wt	92.6	91.6	87.3
Total inorganic fraction ²	% dry wt	7.4	8.4	12.7
Protein	% dry wt	15.0	24.1	30.1
Carbohydrate	% dry wt	13.2	17.6	13.2
CaO	% dry wt	1.9	2.0	2.65
K	% dry wt	0.03	0.04	0.06
Al	% dry wt	0.08	0.08	0.08
Fe	% dry wt	0.21	0.32	0.35
Cr	% dry wt	0.12	0.09	0.05
C	% dry wt	0.003	0.003	0.003
Cl	% dry wt	0.60	1.10	2.40
SO ₄	% dry wt	0.87	0.93	0.90
PO ₄ -P	% dry wt	0.90	1.00	1.40
NO ₃ -N	% dry wt	0.01	0.01	0.01
SiO ₂	% dry wt	<0.01	<0.01	<0.01

¹Volatile at 550°C

²Non-volatile at 550°C

Table 2

Reverse Osmosis Plant Performance
 Typical Rejection
 October 1980 through September 1981

<u>Parameter</u>	<u>Conc.</u>	<u>Influent</u>	<u>Effluent</u>	<u>Percent Rejection</u>	
Sodium	mg/l	210	28	86.6	
Calcium	↓	82	0	100.0	
Chloride		271	39	85.6	
Sulfate		218	6	97.2	
Ammonia		22	3	86.3	
Nitrate		0.5	0.3	40.0	
TOC		9.0	1.2	86.6	
COD		19.3	1.9	90.0	
Fluoride		0.85	0.18	78.8	
Boron		0.56	0.53	5.3	
Potassium		12.6	1.3	89.6	
Silver		μg/l	0.30	0.05	83.3
Arsenic		<5.0	<5.0	--	
Aluminum		24.7	7.4	70.0	
Barium		41.8	1.8	95.7	
Beryllium		<1.0	<1.0	--	
Cadmium		0.70	0.04	94.3	
Cobalt		0.50	0.02	96.0	
Chromium	2.8	0.5	82.1		
Copper	8.0	3.7	53.8		
Iron	41.0	3.5	91.5		
Mercury	0.2	0.2	--		
Manganese	1.70	0.07	95.9		
Nickel	21.0	0.5	97.6		
Lead	<1.0	<2.0	--		
Selenium	<5.0	<5.0	--		
Zinc	↓	<100	<100	--	

< - Detection Limit

During the 27 months of operation, subunit 1A was cleaned 13 times on a more or less irregular schedule. During the period from June 28, 1979 to September 30, 1980 (15 months), the subunit was cleaned six times but, as previously reported, these cleanings were relatively ineffective. From October 1, 1980 to September 1981, the subunit was cleaned seven times and the results of these cleanings are given in Table 3. The data shown are from readings taken before and the day after cleaning. The rate of flux decline on Figure 3 shows that the cleanings before 1981 had little effect on monthly average normalized flow. The dramatic change in flux decline rate in December 1980 and January 1981 corresponds to change in cleaning procedures and solutions and increased frequency of cleanings; but even during this period, a continued decline in flux occurred due to fouling.

RO FOULING STUDIES

In an attempt to further reduce the flux decline rate and improve the efficiency and performance of the RO membranes, as well as to identify the exact composition of the organic foulant, a comprehensive research program was established. The intent of the program was to analyze the chemical constitution, microbial ecology and ultrastructure of the membrane fouling layers found on the surfaces of the cellulose diacetate membranes installed at Water Factory 21. This work included use of scanning electron microscopy (SEM), energy dispersive X-ray microanalysis (SEM-EDX), and a variety of chemical, biochemical and microbiological techniques. It was anticipated that by investigating the nature of RO membrane fouling, specific recommendations could be proposed for the prevention or control of the fouling.

Several membranes were removed from the 5 mgd RO plant for analysis on November 3, 1980 and January 26, 1981. Visual inspection of the dismantled membrane elements indicated that after 11,000 hours of operation, the membrane surfaces had become uniformly coated with a darkly colored, mucilaginous fouling layer. The fouling material could be readily scraped from the

Table 3
Subunit 1A
Membrane Cleaning

<u>Date</u>	<u>Cleaning Solution</u>	<u>Product Flow, gpm</u>		
		<u>Before</u>	<u>After</u>	<u>Percent Change</u>
11/5/80	<u>Solution A</u> 200 lb citirc acid 13 lb sodium bisulfite pH unknown	482	560	16.2
	<u>Solution B</u> 200 lb trisodium phosphate (TSP) 100 lb EDTA pH unknown			
12/11/80	Same as 11/5/80	440	489	11.1
3/25/81	<u>Solution B</u> 252 lb TSP 100 lb EDTA 12.6 lb Triton X-100 pH 7.5	430	485	12.8
4/13/81	Same as 3/25/81	452	505	12.6
5/19/81	Same as 3/25/81 except pH 7.4	462	485	5.0
8/24/81	Same as 3/25/81 except pH 7.8	460	560	19.6
9/21/81	Same as 3/25/81	468	530	13.2

The above chemicals are mixed in 1,500 gallons of RO product water and the solution temperature is raised to 120°F after pH adjustment and prior to recirculation in pressure vessels.

membranes and, upon chemical analysis, was found to be approximately 93% water by weight (Table 1). Nearly 90% of the dry (dehydrated) weight of the fouling material was organic in composition, since it could be volatilized at 550°C. Calcium, phosphorus, sulfur and chlorine were the major elements constituting the remaining inorganic fraction as determined by conventional chemical analysis and SEM-EDX. As much as 30% of the dry weight of the fouling material consisted of protein while up to 17% consisted of carbohydrate, suggesting that biologically synthesized macromolecules were an important component of the fouling layer. Indeed, bacteriological plate counts indicated up to 5×10^8 colony forming units (cfu) per gram of native biofilm (Table 4). These data suggested that the organic fouling layer was composed primarily of layers of living and dead bacterial cells.

In order to define what role the feedwater might play in the microbiological fouling of the RO membrane surface, water samples were also collected on the same days the membranes were removed. Chemical analyses of these water samples showed that the data fell within the limits of variability of the average chemical data of the preceding one-year period (see Table 5). Hence, the 11/3/80 and 1/26/81 data appear to be representative of the long-term water chemistry for the various treatment processes at Water Factory 21. From a microbiological standpoint, there were ample concentrations of dissolved minerals and organic substances for bacteria to proliferate at each treatment process preceding RO. The presence of substantial concentrations of dissolved organic matter in Q-1, Q-2, Q-5, Q-6, Q-8, Q-9 and Q-22A water samples was indicated by measurement of TOC, COD, and UV absorbance. These organic substances serve as a potential source of nutrients for the growth of microorganisms at the various treatment processes.

To provide more detailed information regarding the water being treated by the RO membranes, water samples collected at each treatment location were filtered through 0.2 μ m pore size Nuclepore membrane filters and examined by SEM. Figure 4 is a series of

Table 4

Bacteriological Properties of Biofilm Scrapings
from Reverse Osmosis Membranes

<u>Parameter</u>	<u>Unit</u>	<u>Membrane</u>		
		<u>1st Pass</u>	<u>2nd Pass</u>	<u>3rd Pass</u>
ATP	$\mu\text{g g}^{-1}$ dry wt.	NA ¹	337	69.5
CFU ² detected using:				
M-SPC Medium	cfu cm ⁻²	4.8×10^5	4.2×10^6	3.5×10^6
R-2A Medium	cfu cm ⁻²	4.2×10^5	5.3×10^6	5.6×10^6

¹NA = parameter not analyzed

²CFU = total number of colony-forming units

Table 5

Chemical Analysis of Water Samples For One-Year Period¹

Parameter	Unit	Sample Location							
		Q1	Q2	Q5	Q6	Q8	Q9	Q22A	Q22B
EC	umho	1672.0-1764.3	1591.2-1685.9	1606.2-1699.7	1620.4-1711.6	ND ²	1805.1-1892.5	1613.9-1706.8	177.8-193.0
TDS	mg/l	958.23-1045.29	891.21-978.52	ND	867.52-996.01	904.80-1036.25	939.42-1041.96	876.25-963.91	86.57-113.82
pH	pH	7.43-7.48	10.90-11.00	ND	7.35-7.51	7.16-7.29	5.49-5.93	ND	6.80-6.88
Ca	mg/l	85.60-89.68	76.04-81.40	74.18-77.96	74.83-78.48	ND	75.29-80.69	76.24-80.31	BDL ³
Mg	"	20.73-23.50	1.33-2.73	ND	1.54-3.52	1.99-5.23	2.76-4.46	ND	0.03-0.13
Na	"	196.42-237.60	192.84-235.10	ND	193.50-231.86	228.29-247.30	225.26-242.62	201.84-213.06	26.49-29.01
K	"	12.05-13.62	12.16-13.73	ND	11.93-13.32	ND	11.95-13.08	ND	1.19-1.55
Al	"	ND	ND	ND	ND	ND	ND	ND	ND
Fe	"	ND	ND	ND	ND	ND	ND	ND	ND
OH as CaCO ₃	"	ND	120.24-137.63	ND	ND	ND	ND	ND	ND
CO ₃ as CaCO ₃	"	ND	70.39-77.81	ND	ND	ND	ND	ND	ND
HCO ₃ as CaCO ₃	"	262.50-274.22	ND	149.66-166.67	149.38-166.81	ND	54.35-70.52	ND	18.44-19.88
T Hardness as CaCO ₃ [*]	"	286.91-1045.29	209.46-252.53	ND	199.66-244.76	187.66-240.02	200.50-233.50	207.18-229.19	5.17-8.48
Cl	"	234.92-246.95	239.47-252.69	254.14-267.34	251.80-265.79	ND	333.87-356.93	266.75-278.22	35.36-39.11
F	"	1.17-1.53	0.77-0.94	ND	0.73-0.91	0.77-1.02	0.71-0.89	ND	0.16-0.20
SO ₄	"	220.80-239.64	194.85-211.48	195.67-213.04	197.48-213.67	ND	224.31-241.91	195.74-215.29	3.01-4.06
PO ₄ -P	"	5.02-5.60	0.01-0.10	ND	BDL	ND	ND	0.03-0.08	BDL
NO ₃ -N	"	0.02-0.09	0.01-0.18	ND	0.28-0.79	0.44-0.87	0.82-1.61	0.26-0.51	0.16-0.33
NH ₃ -N	"	21.09-27.82	22.39-29.32	ND	19.20-25.82	24.15-30.27	18.36-22.68	ND	2.55-3.38
Org N	"	2.01-3.02	0.92-1.50	ND	1.26-1.86	0.28-1.15	0.41-1.33	ND	0.18-0.38
TKN	"	23.81-30.72	21.74-29.82	ND	21.10-27.96	24.73-32.40	19.71-24.62	ND	2.93-3.83
TOC	"	13.77-20.24	8.90-11.13	ND	8.84-14.69	1.30-10.38	2.61-6.12	ND	0.82-2.46
COD	"	44.69-53.41	28.58-33.90	ND	27.71-35.13	6.02-22.41	8.32-14.94	ND	0.98-2.26
SiO ₂	"	21.26-23.28	11.88-14.05	ND	11.54-14.48	12.68-16.24	13.56-16.24	ND	3.37-3.93
Free Cl ₂	"	ND	ND	ND	0.00-0.93	ND	ND	ND	BDL
Total Cl ₂	"	ND	ND	ND	3.08-3.68	ND	21.22-25.81	ND	0.35-0.60
Turbidity	FTU	ND	ND	ND	ND	ND	ND	ND	ND
Color	Units	32.60-35.32	18.91-21.66	ND	14.96-19.31	2.69-9.80	ND	ND	BDL
UV	% abs.	0.178-0.196	0.121-0.157	ND	0.157-0.210	0.017-0.082	0.094-0.147	ND	0.021-0.034

¹ Values shown are 95% confidence intervals for the one-year period beginning October 1, 1980 and ending September 30, 1981.

² ND = No data available.

³ BDL = Below detection limit.

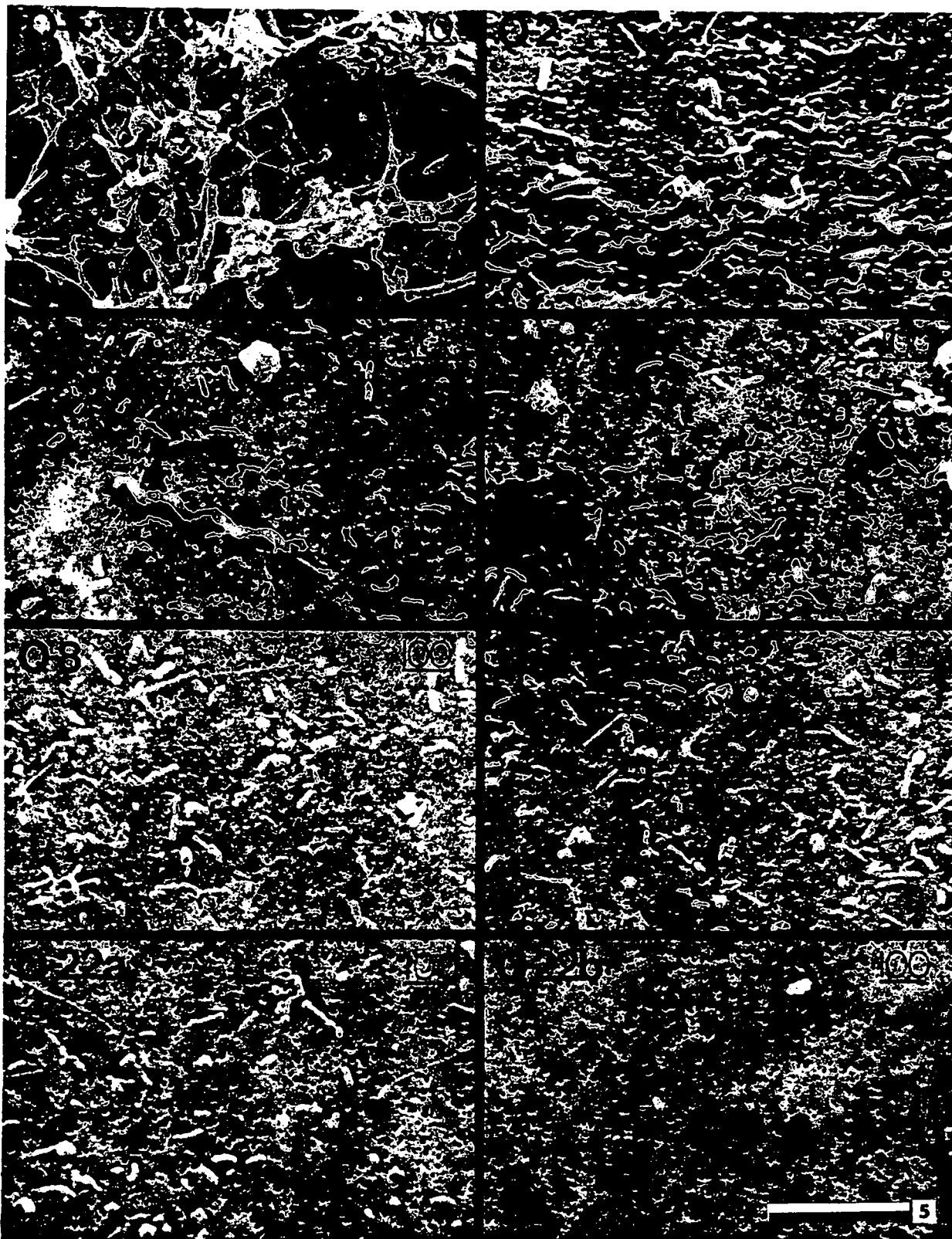


Figure 4. SEM photomicrographs of suspended particulate matter in water samples taken from various WF-21 treatment process locations

SEM photomicrographs of the suspended particulate matter found at various sampling locations throughout the treatment train at Water Factory 21. The number in the upper right hand corner of each photograph indicates the volume in milliliters of the water sample filtered (47mm diameter filter). The lower number is a reference bar measuring 5µm in length. The plant influent water (Q-1) contained the highest concentration of particulate debris, which apparently consisted of massive aggregations (flocs) of rod-shaped and filamentous microorganisms. Direct enumeration of bacteria in the scanning electron micrographs indicated that the total number of bacteria per field (i.e., viable plus nonviable cells) remained relatively constant (approximately 5×10^6 cells/ml) from one treatment process to the next, with the exception of Q-1 and Q-22B water where the numbers were considerably higher and lower, respectively.

In order to determine the viability of the bacteria observed in the SEM micrographs, five different tests were made and the results compared. The five parameters were: (1) the concentration of adenosine-5'-triphosphate (ATP) to give a relative indication of the number of viable bacteria in the water sample, (2) direct microscopic counts of the total number of viable microorganisms using epifluorescent light microscopy, (3) direct counts of both viable and dead bacterial cells using SEM of filtered water samples, (4) enumeration of bacterial colonies on m-SPC medium, and (5) enumeration of bacterial colonies on Reasoner's low-nutrient R-2A medium.⁴ Figure 5 is a graphic summary of the results. The data show an approximate two-log reduction in total number of bacteria after lime treatment. Total bacterial numbers remained relatively constant at about 5×10^6 cells/ml throughout the remaining treatment processes. However, viable bacterial counts fluctuated dramatically, depending upon treatment location, with the lowest counts observed at points in the process where chlorine disinfection was employed (Q5 and Q9). The graph shows that the RO feedwater (Q-22A) had a total bacterial count of about 7.5×10^6 cells/ml and a viable

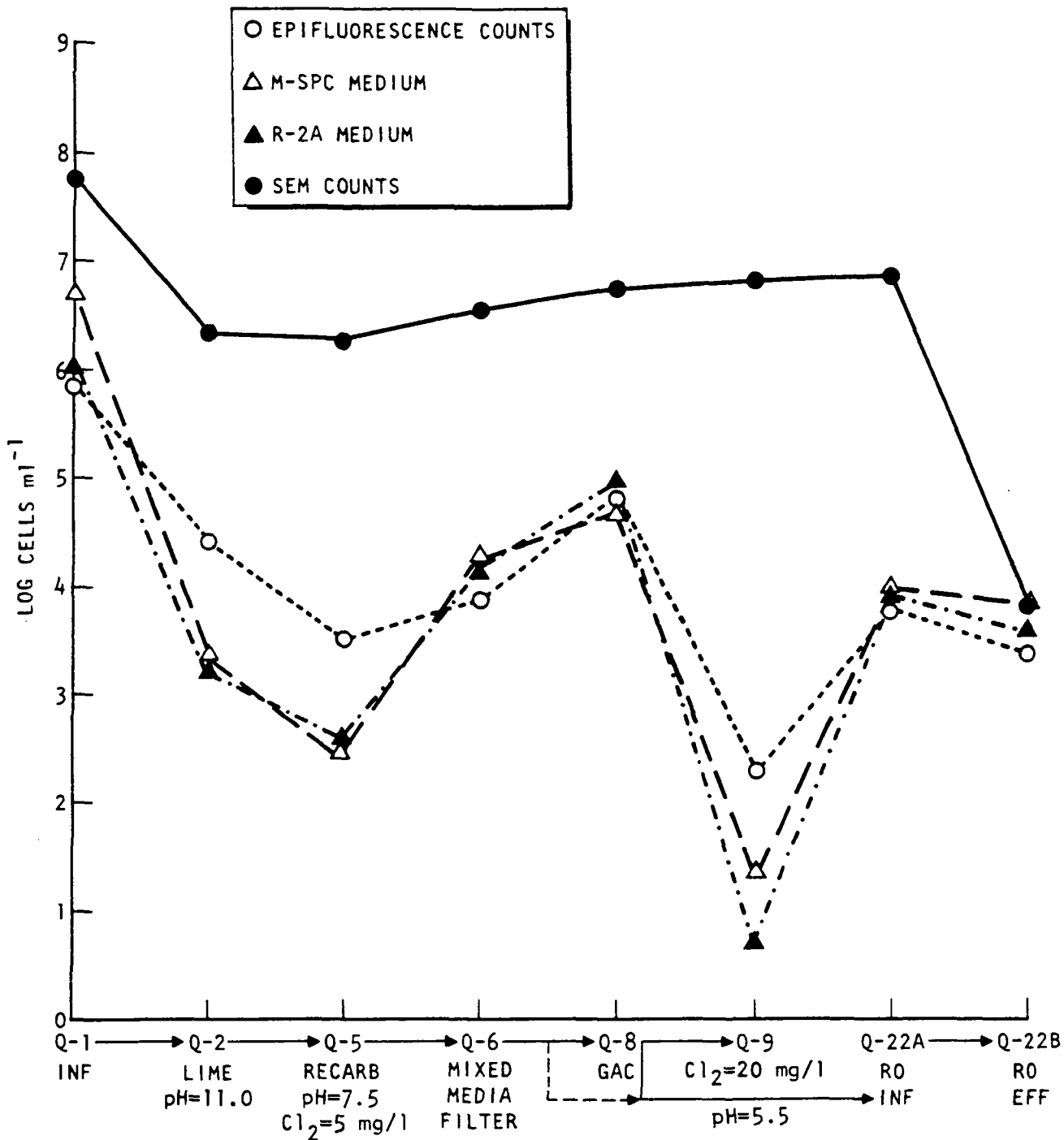


Figure 5. Bacterial population at various locations within WF-21 treatment process

bacterial count of 1.0×10^5 cells/ml. Apparently, substantial regrowth of microorganisms took place during the mixed-media filtration and granular activated carbon adsorption processes immediately preceding the RO plant. Microbial isolates of different bacterial genera recovered from the RO feedwater indicated that most of the organisms were Flavobacterium/Moraxella, Corynebacterium/Arthrobacter, or Pseudomonas/Alcaligenes.

Examination of RO Membrane Surface

The surfaces of the RO membranes were examined using SEM. Figure 6 is a series of photomicrographs of the feedwater side of the RO membrane surface, showing the existence of a fouling layer with a surface texture that appears rough at low magnification. At higher magnification, the SEM revealed that the outermost surface of the biofilm consisted of a complex network of fissures and cavities which harbored large numbers of rod-shaped or filamentous microorganisms. The rod-shaped bacterial cells were generally on the order of 0.3 to 0.5 μ m in diameter and about 0.7 to 0.9 μ m in length. All of the bacteria occupying a single microcolony generally exhibited a similar morphological appearance suggesting that cell growth and multiplication had occurred in situ. In nearly every instance examined, the individual bacterial cells were observed to be firmly attached to the biofilm surface by means of a network of extracellular polymeric fibrils which radiated outward from the cell surface (Figure 7). Though these extracellular fibrils were not purified and chemically analyzed in this investigation, it is likely that they consist of acidic mucopolysaccharides or glycoproteins, which have been experimentally demonstrated to be involved in surface adhesion of a wide variety of bacterial cell types.⁵

It was sometimes possible to examine the biofilm in a pseudo-sagittal or edgewise orientation where the RO membrane had been sliced or torn and subsequently curled away from the membrane surface during dehydration (Figures 8 and 9). In such an orientation the overall biofilm thickness was readily determined to

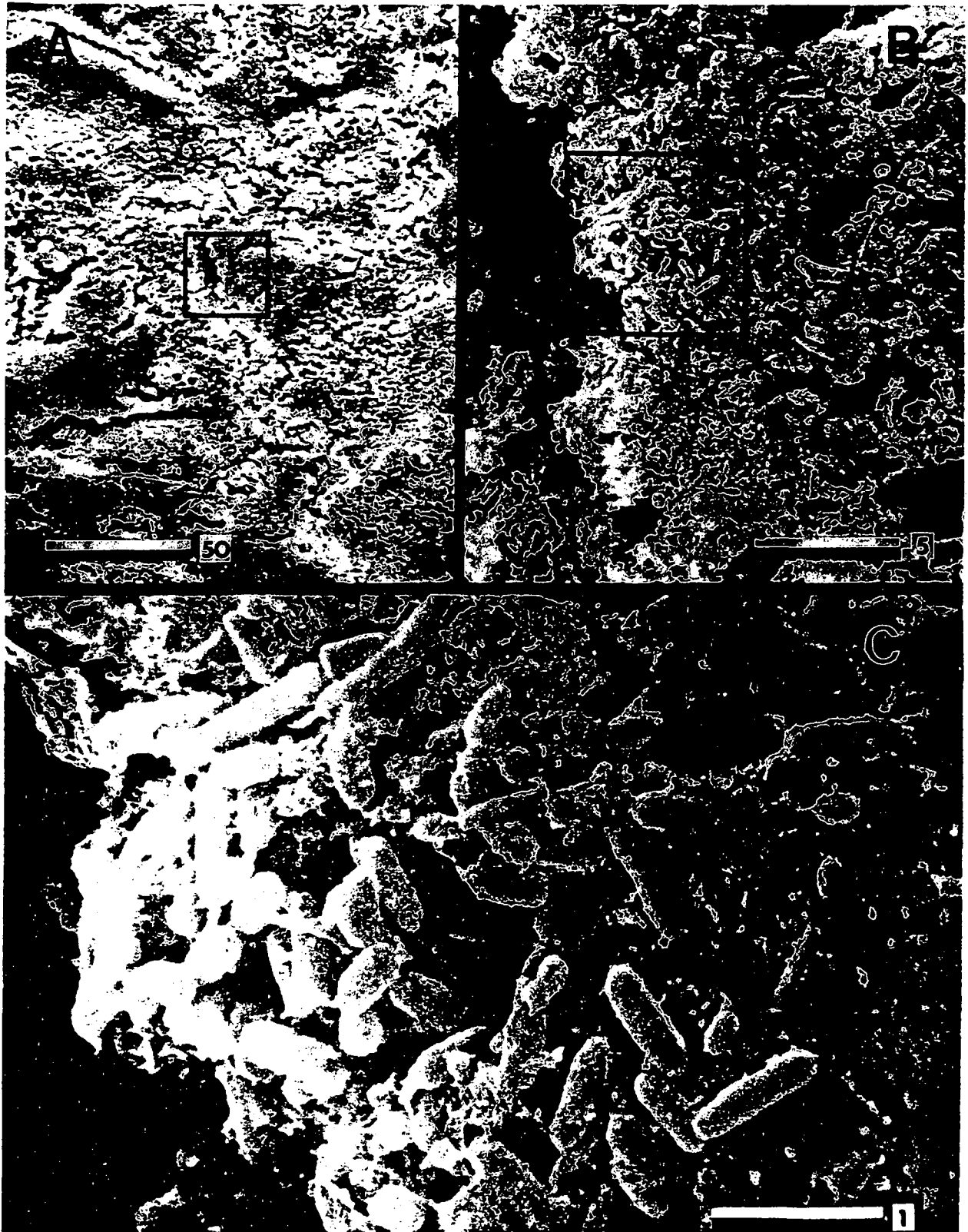


Figure 6. SEM photomicrograph of fouling layer on RO membrane. Reference bar in microns.

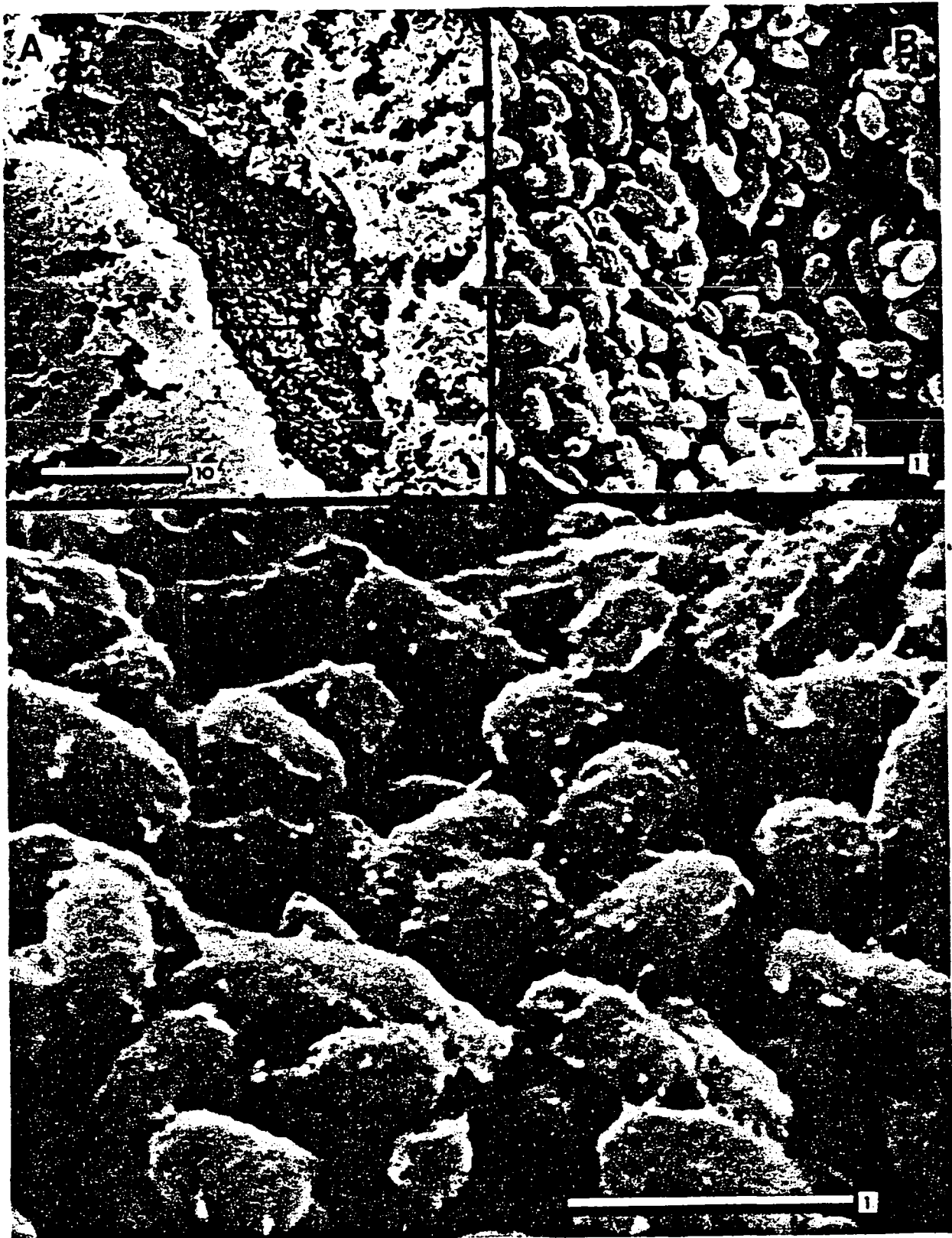


Figure 7. SEM photomicrograph of feedwater surface of biofilm at progressively higher magnification. Reference bar in microns.

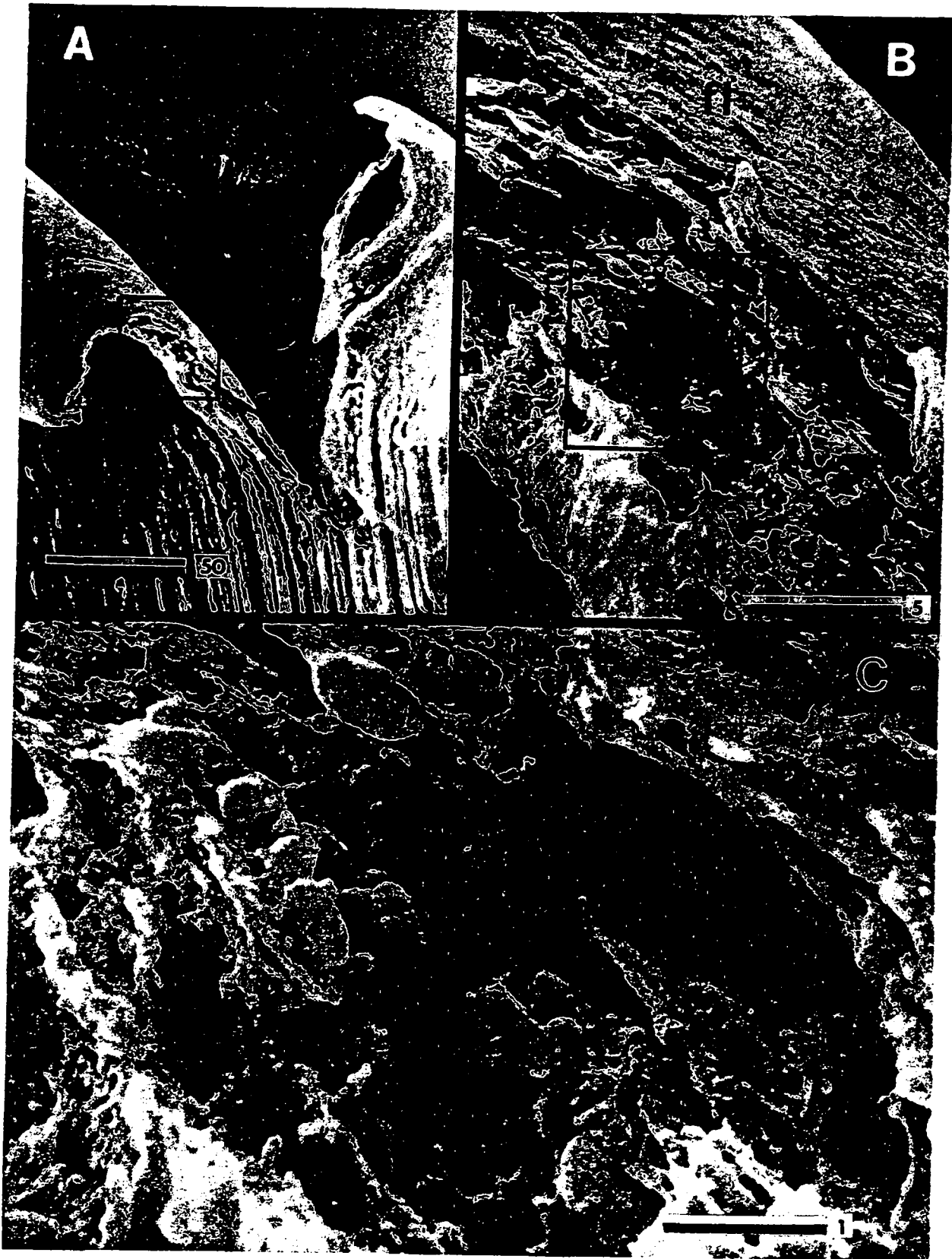


Figure 8. SEM photomicrograph showing thickness of biofilm fouling layer

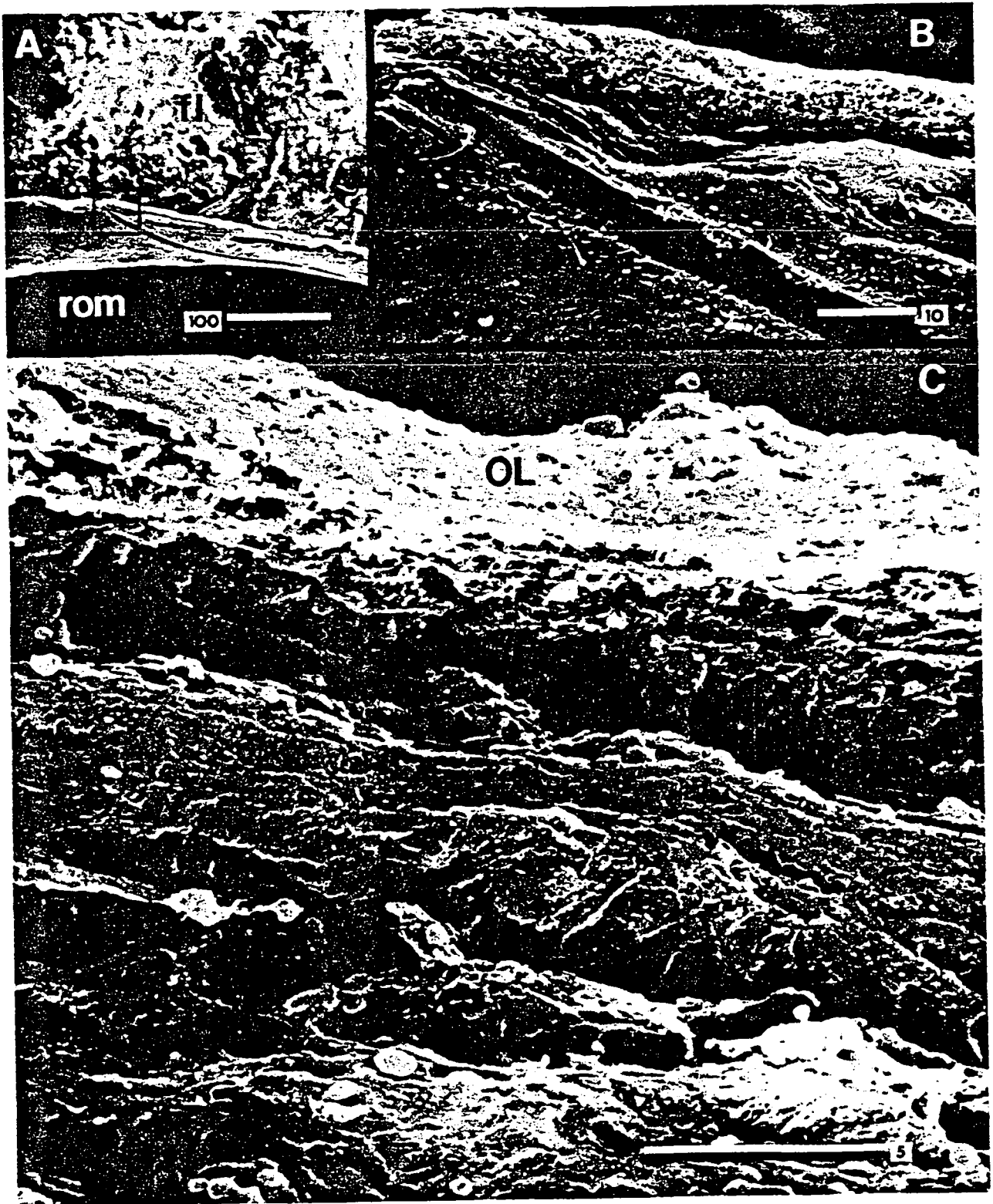


Figure 9. SEM photomicrograph showing layering effect of biofilm

be from 10 to 20 μ m. In addition, the biofilm was seen to possess a distinct laminar construction in the edgewise orientation, whereby several individual lamellae of apparently compressed bacterial cells were layered upon one another, collectively constituting the biofilm. Each of the layers was on the order of 3 to 5 μ m in thickness, the outermost layer (on the feedwater surface of the membrane) being the least compacted. Presumably this outermost layer would correspond to the most recently deposited fouling material.

Bacterial Enumeration

The number of viable microorganisms associated with the RO membrane fouling layer was determined by quantitatively plating samples of the fouling material onto m-SPC and R-2A nutrient media using a membrane filtration technique. The total number of colony-forming units (cfu) detected in the biofouling material from first, second and third pass membranes are shown in Table 4. The number of viable bacteria in the fouling material (expressed as cfu/cm² of membrane surface) varied from a low value of approximately 5×10^5 for the first pass membrane to approximately 5×10^6 for the third pass membrane. In addition, relatively high concentrations of intracellular ATP were detected in the fouling material from the second and third pass RO membranes, indicating the presence of large numbers of viable bacterial cells. Identification of bacterial isolates found in the RO membrane fouling layer are summarized in Figure 10. Elements from the first, second and third passes are identified by the numbers 1, 2 and 3 on the figure. Bacterial isolates were grown on two different nutritional media (m-SPC and R-2A), and the bar graphs indicate the percent of isolates identified. The major bacterial genus (Acinetobacter) associated with the heavily fouled feedwater surface of the RO membrane constituted approximately 78% (on both m-SPC and R-2A) of the total number of isolates examined from the feedwater surfaces of all three elements.

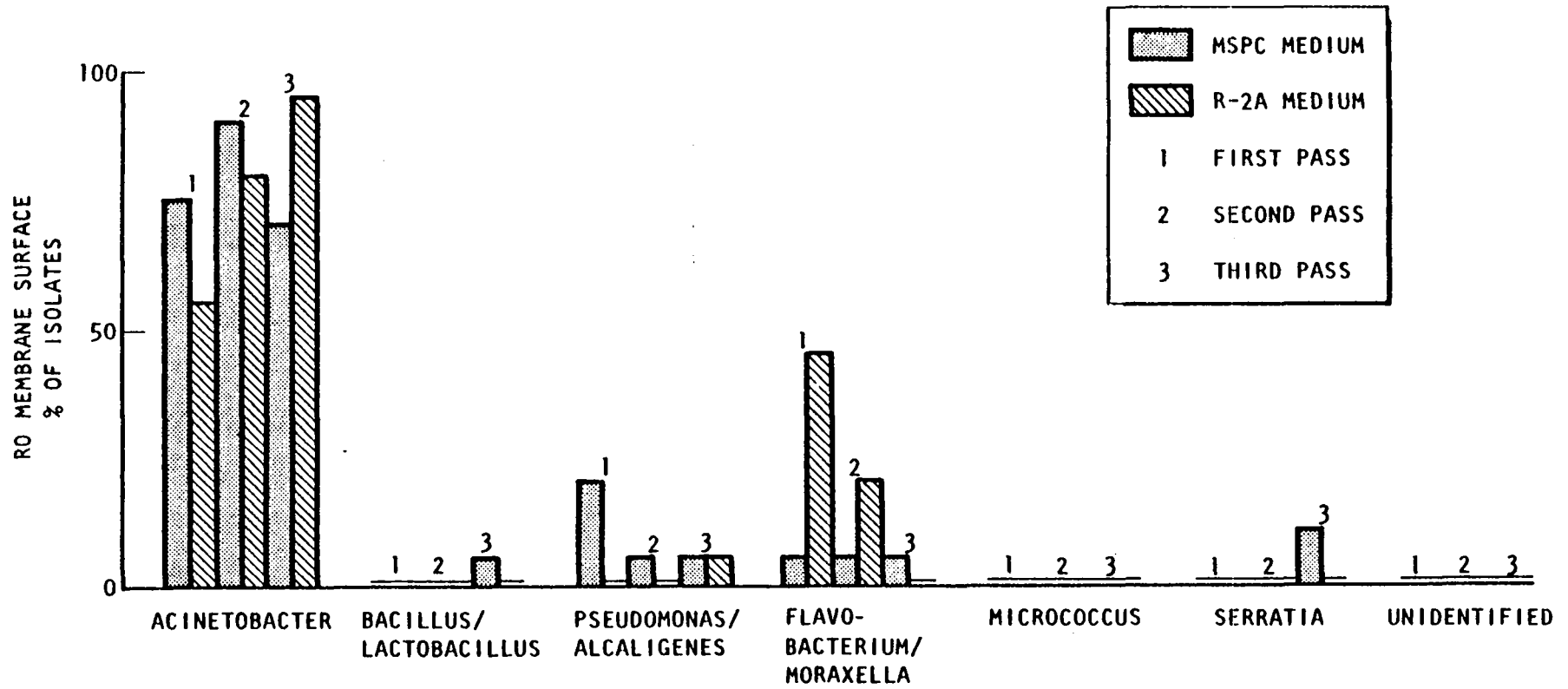


Figure 10. Identification of major bacterial groups found in biofilm on membrane surface

Rate of Biofilm Formation

It is most probable that accumulation of the observed biological material on the membrane surface is the cause of flux decline. Therefore, an experiment was devised to compare the rate of biofilm development with flux decline and membrane performance. Six 2-1/2 inch RO modules were installed in parallel on a side-stream of the 5 mgd plant's feedwater. The small (loop tester) modules were made with the same membrane, Model FSD 8150-HR, as used in the full scale plant. The membrane elements were pre-compacted by operating at 500 psi on pure water for 48 hours, to try to eliminate the effect of compaction on flux decline. Because the fouling layer consisted mostly of bacteria, a chlorine feed pump was installed and two of the six elements received further chlorination (15 mg/l). All added chlorine was in the combined form (chloramines), since the feedwater contained a considerable concentration of ammonia (Table 5).

During the course of the study, elements receiving either "chlorinated" or "unchlorinated" feedwater were periodically removed, the membrane examined by SEM, and the foulant material analyzed. (Throughout this report, "unchlorinated" feedwater actually contained 1-3 mg/l combined residual as a result of chlorination during recarbonation pretreatment (Q5). "Chlorinated" feedwater received an additional dose of 15 mg/l of chlorine just before entering the RO loop tester modules and therefore generally had a combined residual of 15-18 mg/l). In addition, the performance of all elements was monitored for flow and salt rejection as determined by total plate count (on m-SPC medium). Figure 11 shows the total number of viable bacteria associated with the chlorinated and unchlorinated membrane surfaces at several different sampling times. The data indicate that microbial growth on the membrane surface occurred in three distinct stages: (1) an initial very rapid exponential growth (attachment) phase lasting for about the first five days of membrane operation, (2) a much more gradual increase in viable cell numbers lasting for an additional 35 to 40 days, and finally (3) a very gradual

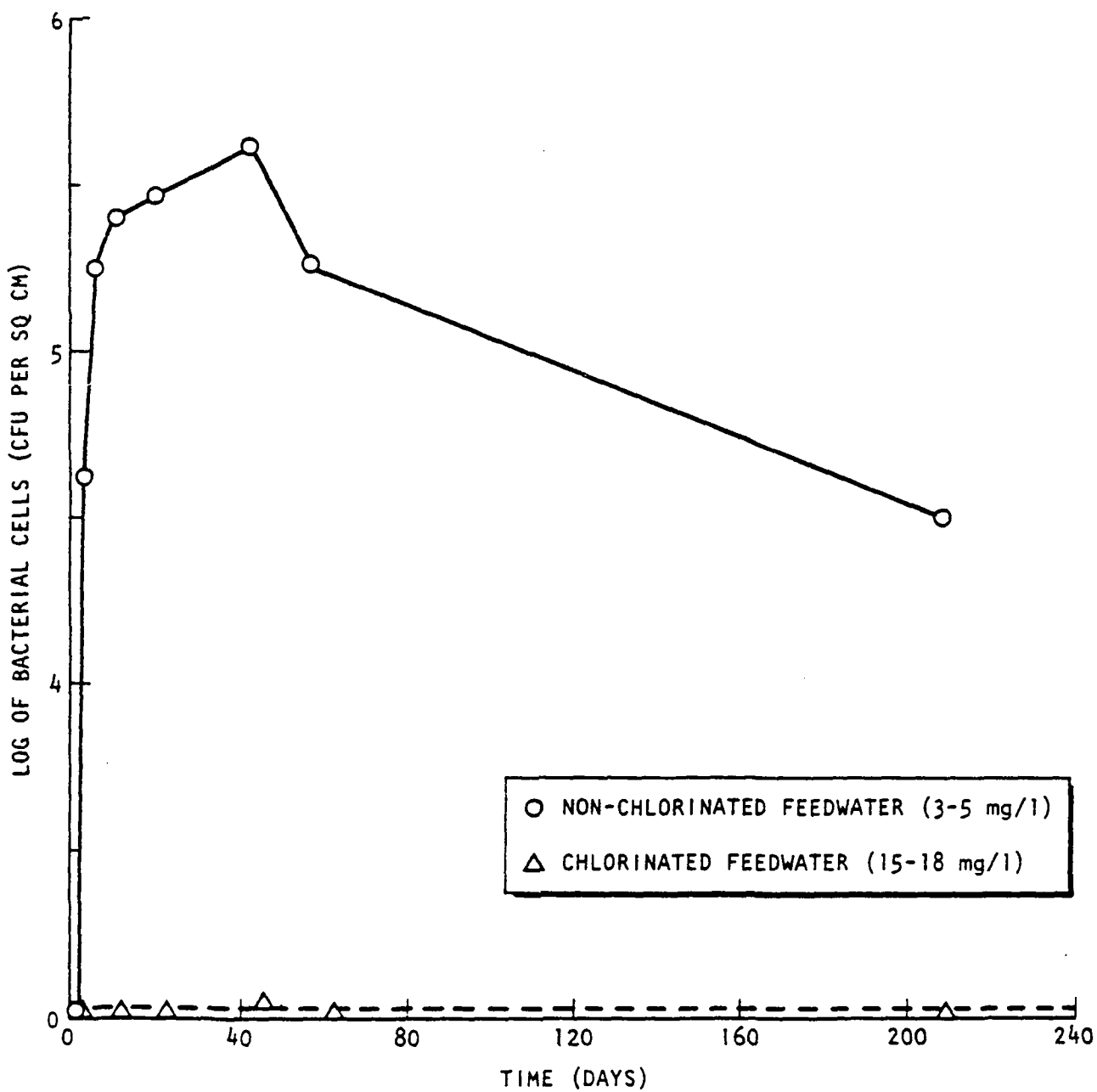


Figure 11. Number of bacteria per cm^2 of the RO membrane surface versus time

decline phase lasting for the duration of the experiment (209 days). The maximum number of viable bacteria detected was approximately 4.4×10^5 cells per cm^2 of membrane surface on day 43. With the exception of day 63 of the sampling schedule, attempts to recover viable bacteria from the chlorinated membranes were uniformly unsuccessful. Even on day 63 the total number of viable microbes detected was very small (less than 100 cells per cm^2 of membrane surface).

By comparison, direct microscopic enumeration in the SEM indicated that there were approximately 8.7×10^6 and 3.3×10^6 attached bacterial cells per cm^2 of the nonchlorinated and chlorinated membrane surfaces, respectively, after only 70 hours of operation (Figures 12 and 13). Since viable microorganisms could not be recovered from the chlorinated membranes in almost all cases, it is concluded that these attached bacterial cells were killed by the combined chlorine residual (15-20 mg/l) present in the RO feedwater. Hence, continuous addition of a bactericidal concentration of combined chlorine to the feedwater apparently does little to impede the rate of bacterial adhesion and membrane fouling. The bacterial colonization of the membrane surfaces attained a nearly confluent state of membrane coverage as early as the tenth or eleventh day of operation. These bacteria appeared to be attached to the RO membrane surface by means of extracellular polymeric fibrils, which were frequently so extensive as to partially occlude the individual cells from view. Further increases in the numbers of these organisms contributed principally to growth in the overall thickness of the biofilm and not to the extent of membrane coverage. Apart from gradual increases in biofilm thickness and the amount of extracellular slime, no other significant changes occurred in the gross or fine structural characteristics of the fouling layer subsequent to day 22. Comparison of the chlorinated and nonchlorinated membrane surfaces shows only a slightly slower buildup of the biofilm on the chlorinated surface. The chlorinated membrane biofilm composition appears to be more bacterial cell debris than living cells.

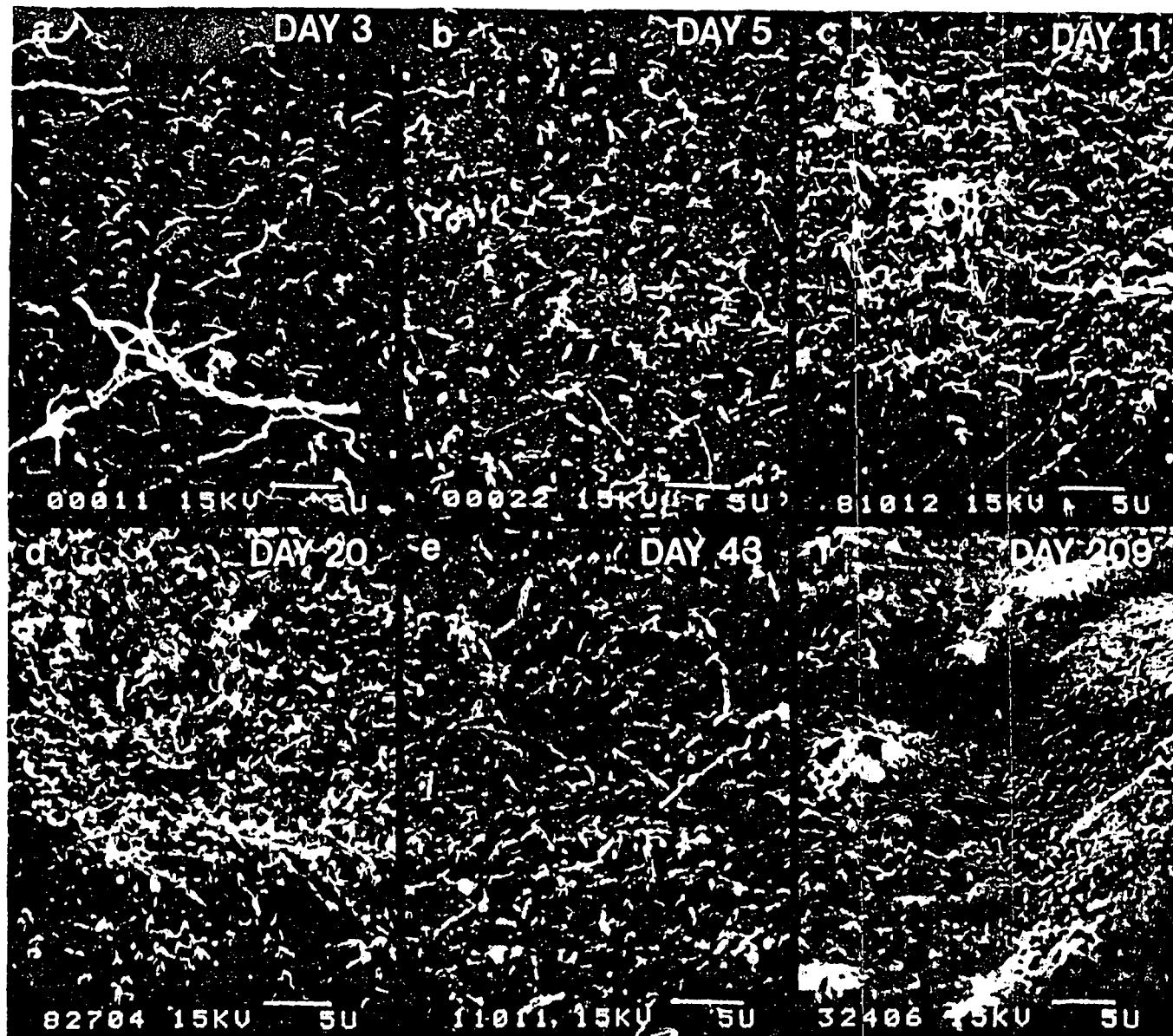


Figure 12. SEM photomicrographs of fouling layer on RO membrane receiving unchlorinated feedwater at various time intervals

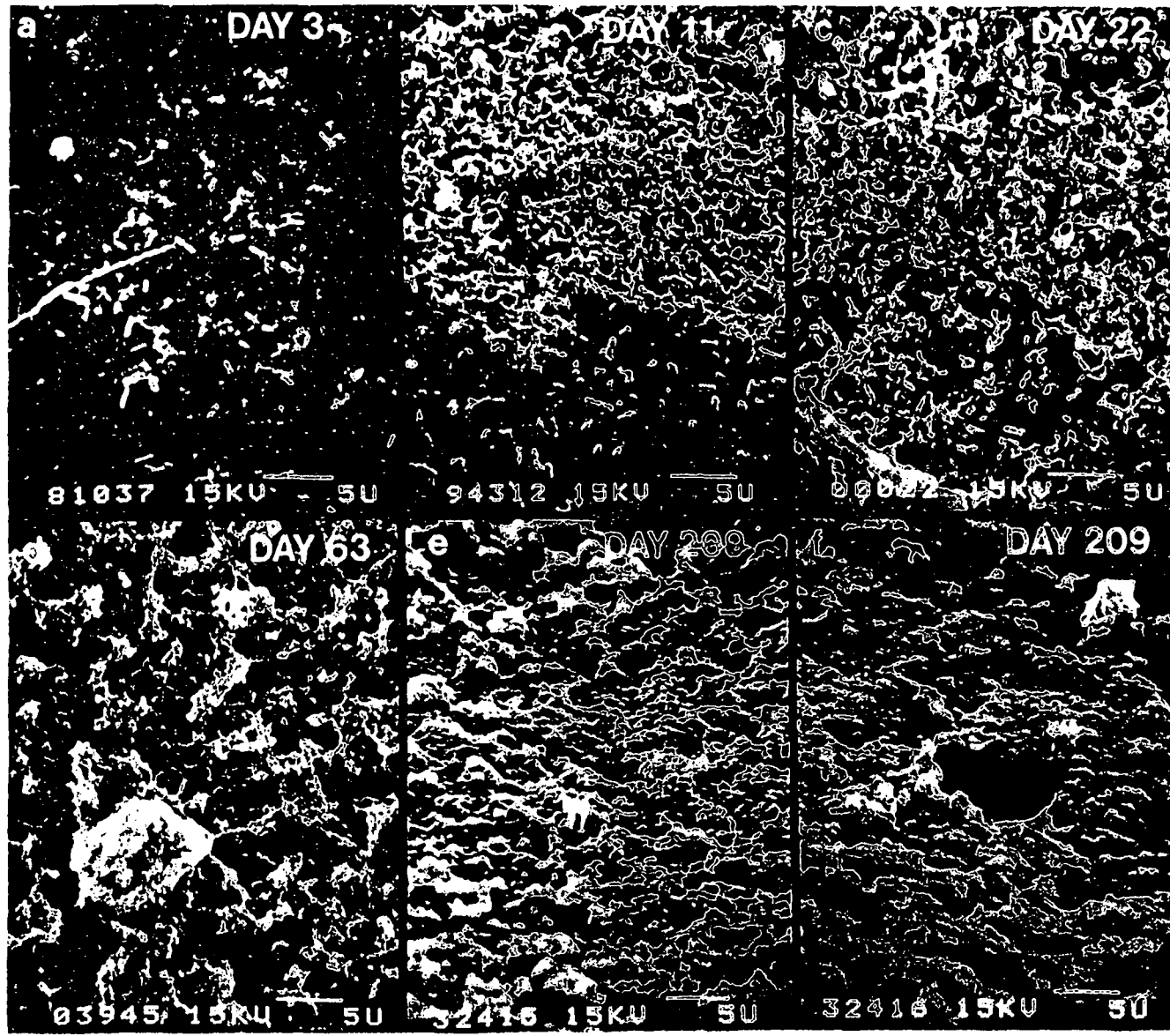


Figure 13. SEM photomicrographs of fouling layer on RO membranes receiving chlorinated feedwater at various time intervals

Figure 13 illustrates the rate of biofilm development for the RO membranes receiving a feedwater containing approximately 15-20 mg/l combined chlorine. However, the membrane shown in panel d (i.e., day 63) received feedwater containing 10-15 mg/l free chlorine for a period of two or three days prior to sacrificing that element and taking the picture shown. Just before the 63rd day the ammonia concentration in the feedwater was significantly reduced by nitrification in the biological treatment process preceding the RO plant. As a result, the 15 mg/l chlorine dose added was in the free residual form. Note the extensive cellular aggregation and the destruction of the normal rod-shaped morphology of the bacteria after exposure to free chlorine. In addition, a short-term high free chlorine residual produced numerous holes in the membrane surface (panel f). However, exposure to even 15 mg/l of free chlorine residual, while damaging the membrane, did not remove the 63-day-old biofilm.

These chlorine-induced lesions, illustrated in Figure 14, were distributed more or less evenly over the membrane surface and, in most instances, completely penetrated the very thin ($0.2\mu\text{m}$) semipermeable portion of the cellulose diacetate membrane. The appearance of these holes was chronologically correlated with rapid deterioration of membrane function, such as loss of specific ion rejection characteristics or sudden increases in membrane flux (Figure 15).

The extensive microbiological fouling of the RO membrane surfaces was also reflected in the accumulation of various biochemical substances. The rate of accumulation of total protein and carbohydrate versus time is plotted in Figures 16 and 17. On both the chlorinated and nonchlorinated membranes, these parameters displayed the most rapid increases during the initial 5 to 10 days of membrane operation. Like bacterial growth, this initial rapid increase in the biochemical parameters was followed by a more gradual rate of fouling for the remaining duration of the experimental period.

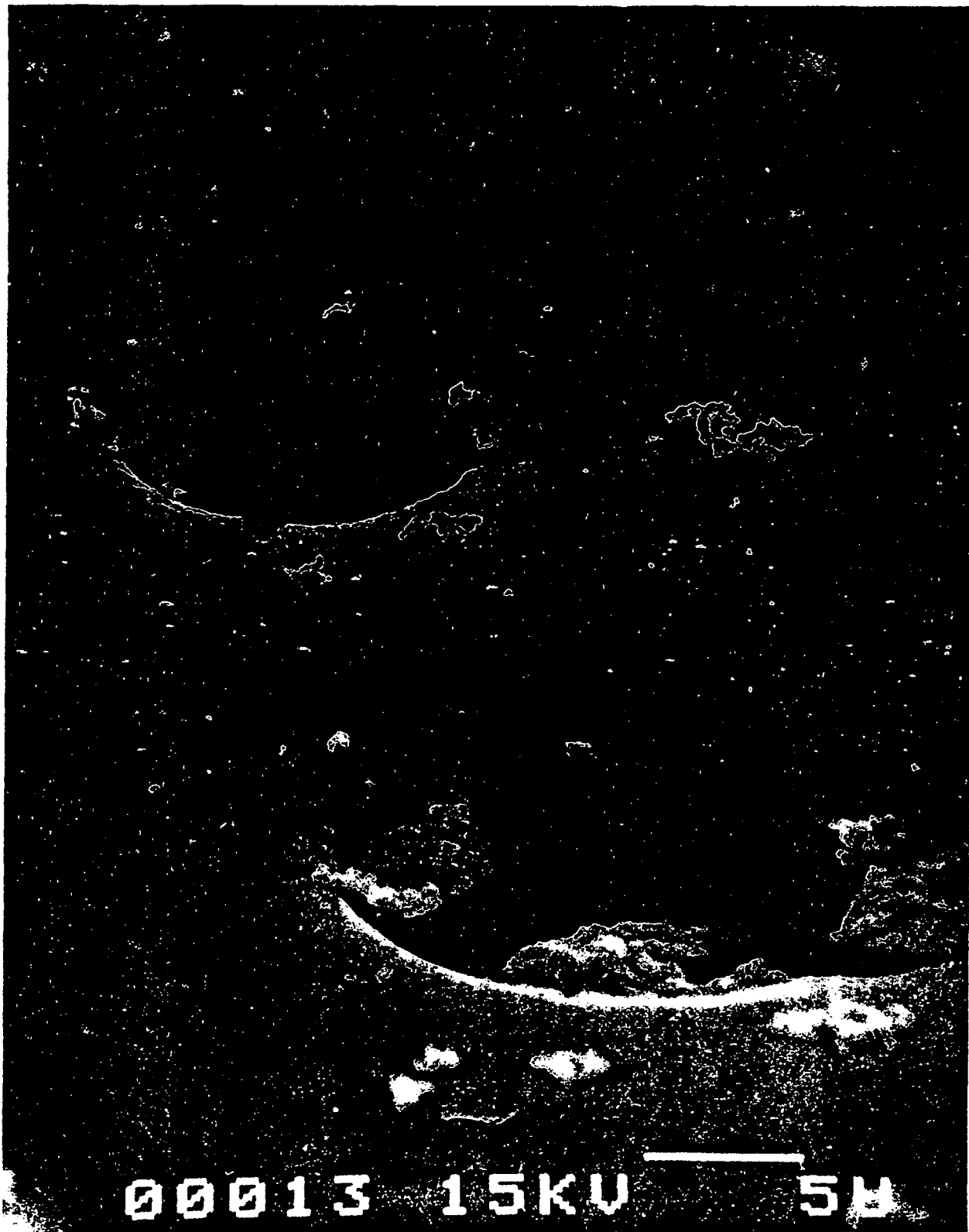


Figure 14. Circular shaped lesions in surface of RO membrane resulting from exposure to free chlorine. Bar = 5.0 μ .

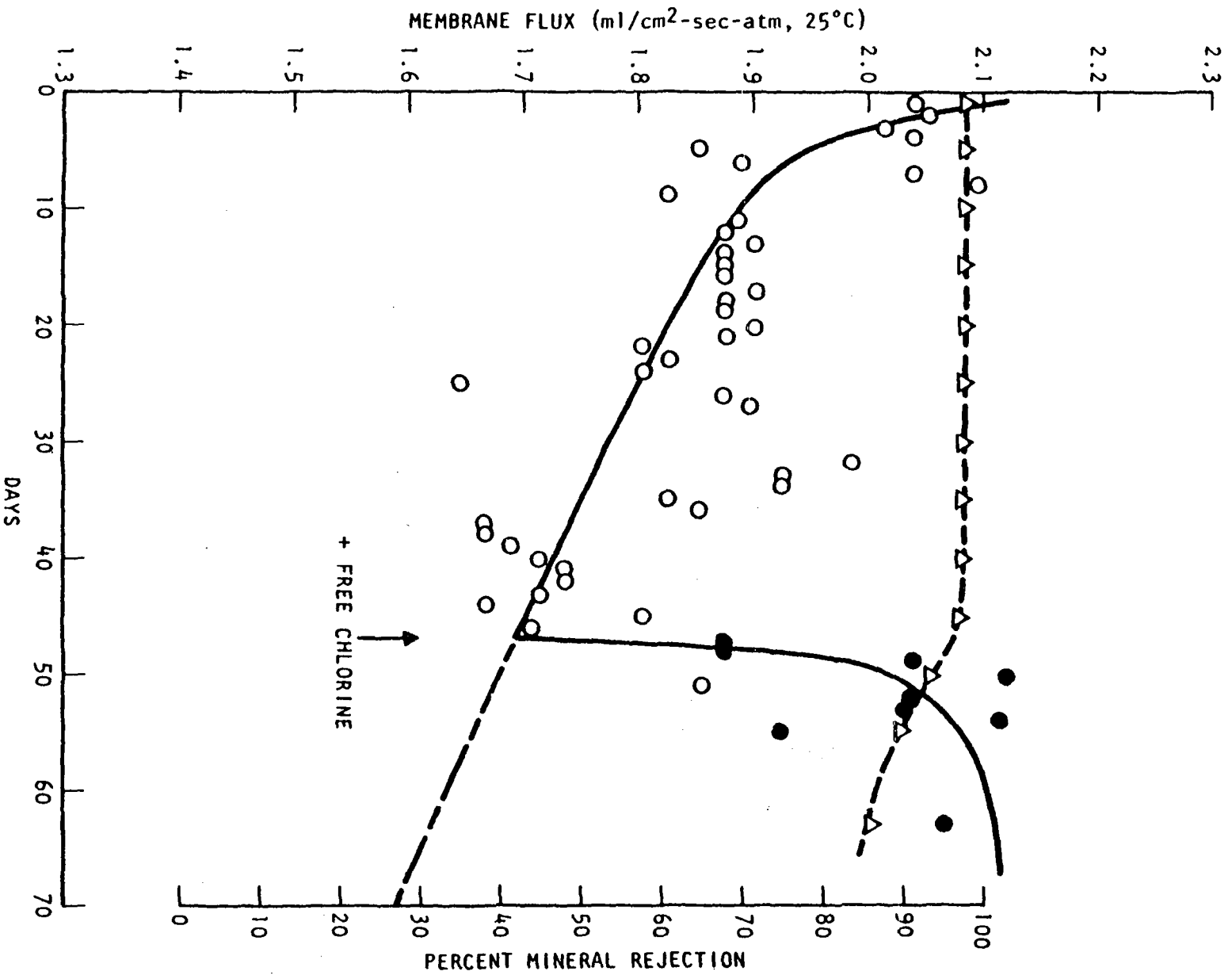


Figure 15. Membrane flux decline and percent rejection as a function of time for membrane receiving chlorinated feedwater

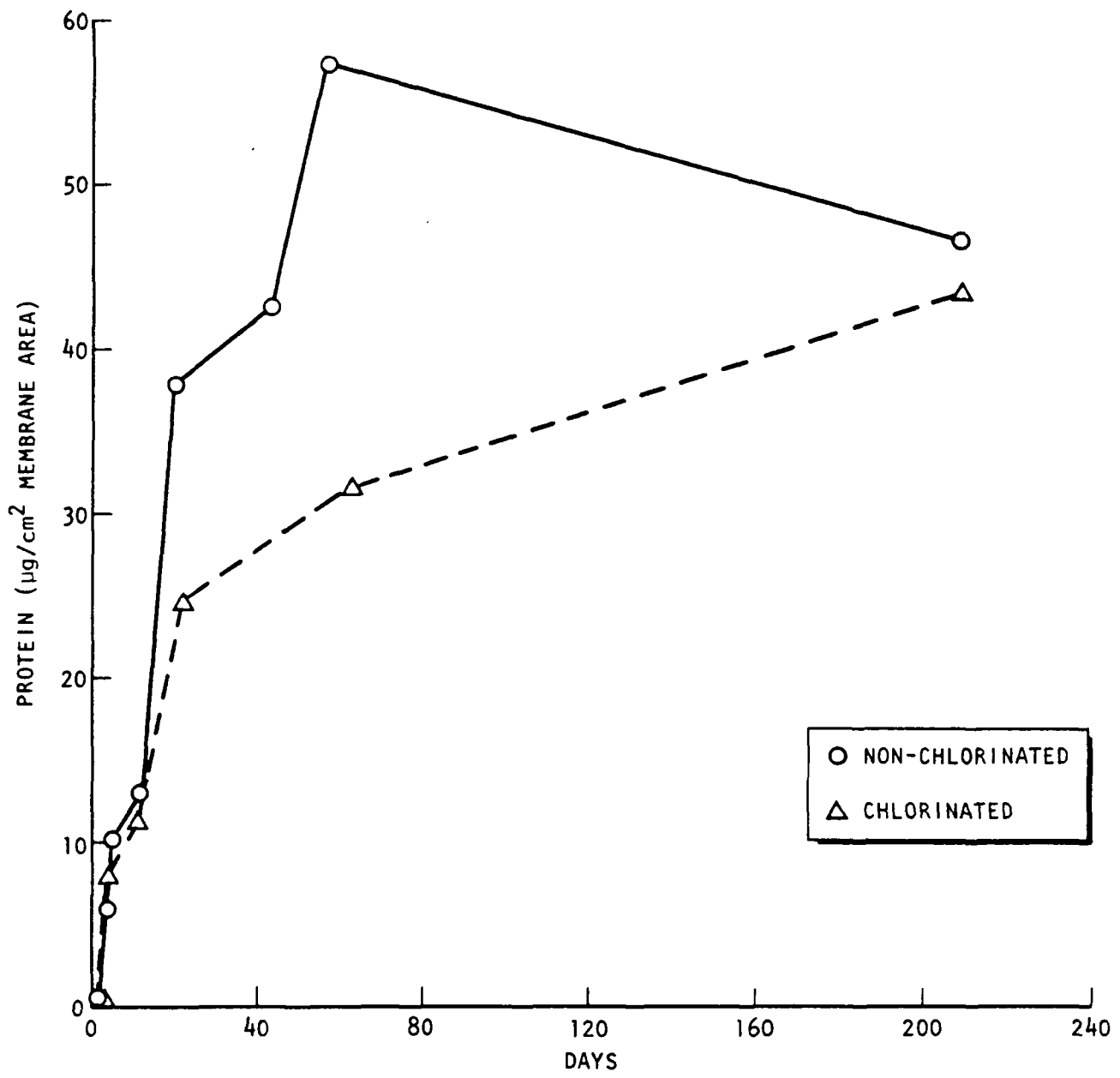


Figure 16. Amount of total protein on membrane surface versus time

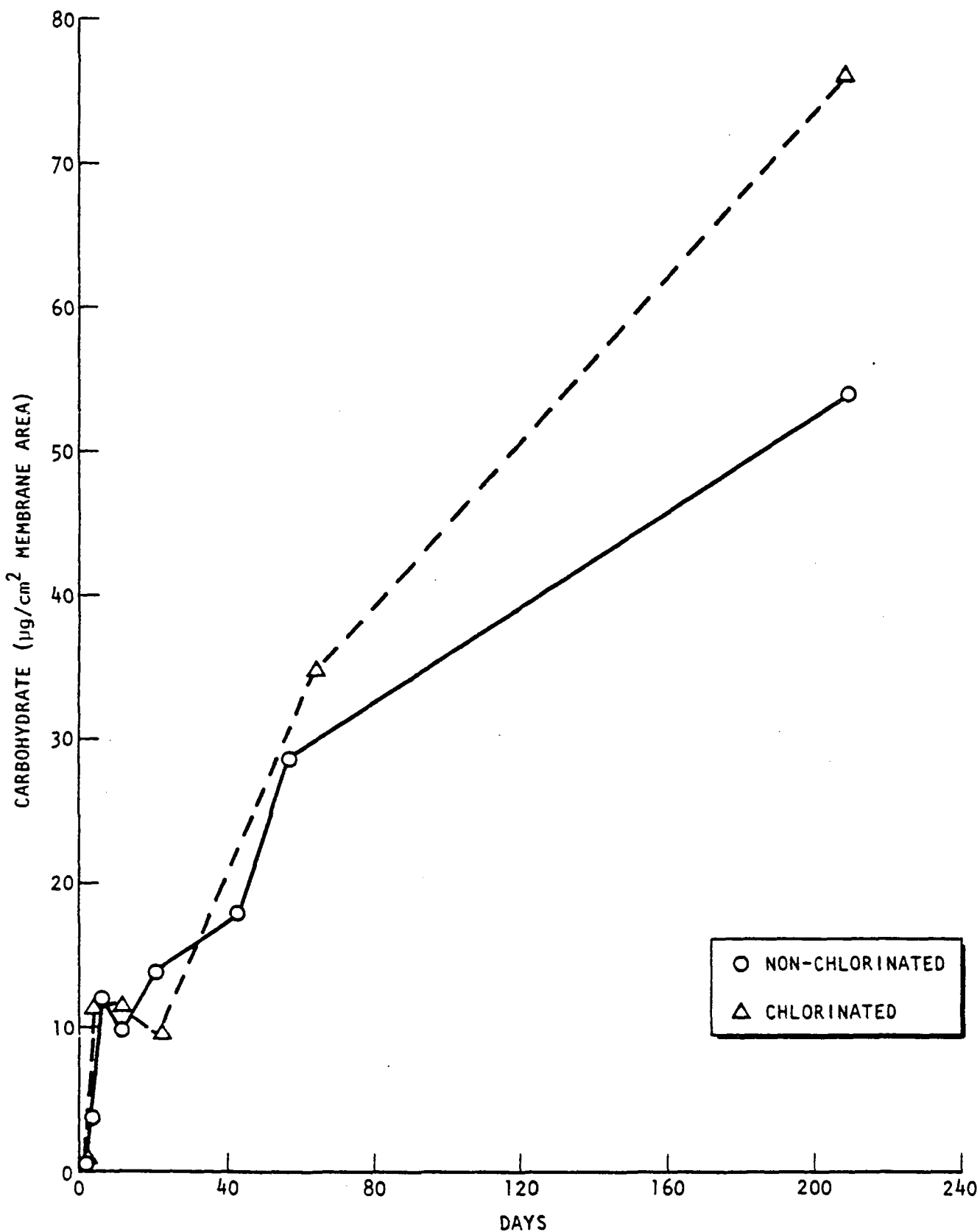


Figure 17. Amount of total carbohydrate on the membrane surface versus time

One of the major objectives of this study was to try to correlate the buildup of bacteria on the membrane surface with flux decline. Figure 18 plots the flux and rejection versus time for two modules operated for 120 days during the biofilm kinetic studies. Figure 18a gives the performance for a module receiving feedwater identical to that for the full-scale RO plant (i.e., "unchlorinated" feedwater), while Figure 18b plots the performance of an identical module receiving "chlorinated" feedwater (15 mg/l chlorine added). As previously discussed, the chlorine usually reacted with the ammonia in the feed so that the membrane received only chloramines. The operating time for these two membranes was identical. A comparison of Figures 18a and b shows that the rate of flux decline was greater for the element receiving chlorinated feed than for the one receiving unchlorinated feed. This was opposite to the anticipated result, but not totally surprising since the SEM microphotos had shown that chlorination did not prevent adhesion of the bacteria to the membrane surface. However, based on that observation, one would expect the rate of flux decline for the two membranes to be about the same. As shown by the figures, the flux decline ratios were not similar and the slope (m value) for the chlorinated feedwater was about five times greater than the flux decline for the unchlorinated feed. There are two possible explanations for the observed difference in performance: (1) The biofilm on the membrane receiving chlorinated feedwater is composed of dead bacteria. This may have caused the foulant to become more densely compacted than that composed of viable organisms. (2) The chloramines, while not appearing to affect membrane salt rejection, may have reacted with the membrane to reduce its flux characteristics. It was observed that the membranes which received chlorinated feedwater were more brittle, and physical changes were observed in the membrane material itself.

In a further attempt to correlate flux with accumulation of biochemical substances, percentage of change in several biochemical parameters such as protein, carbohydrate, UV absorbance, muramic acid and flux were plotted against time for membranes

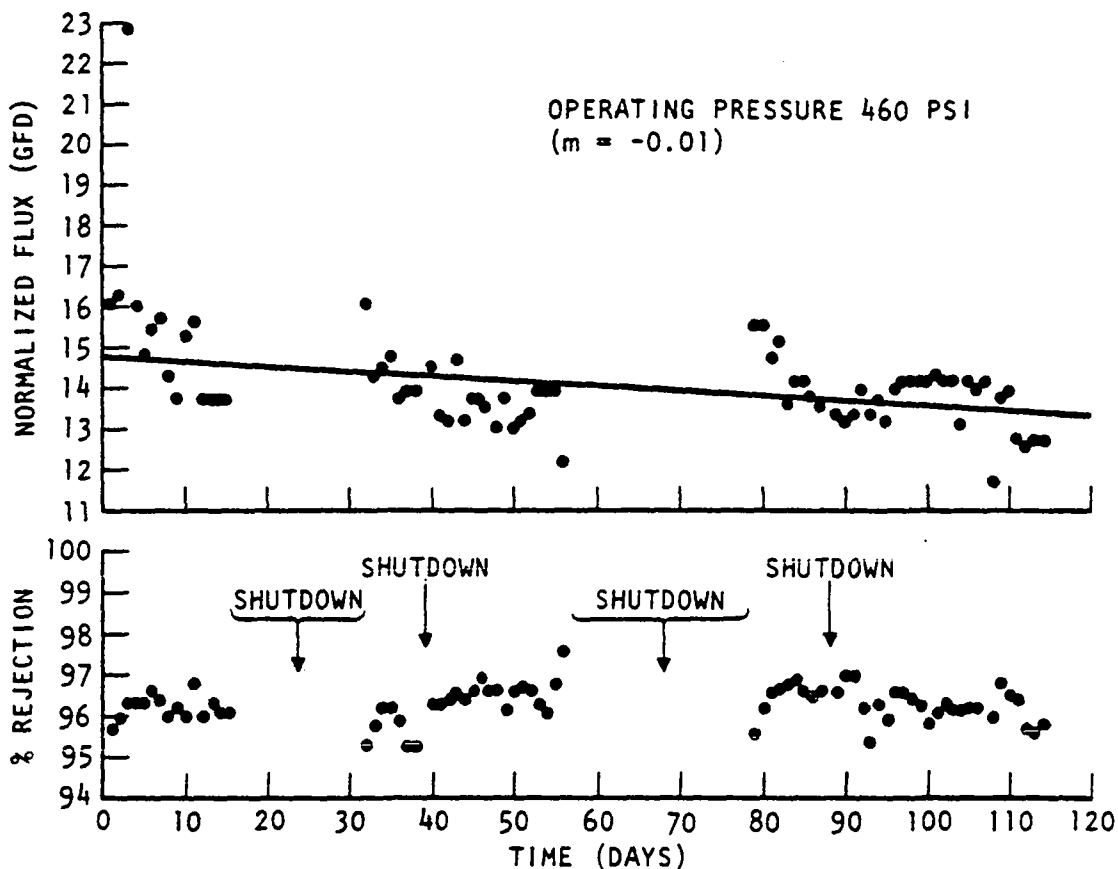


Figure 18a. Flux and rejection versus time for CA membrane receiving WF-21 pretreated feedwater

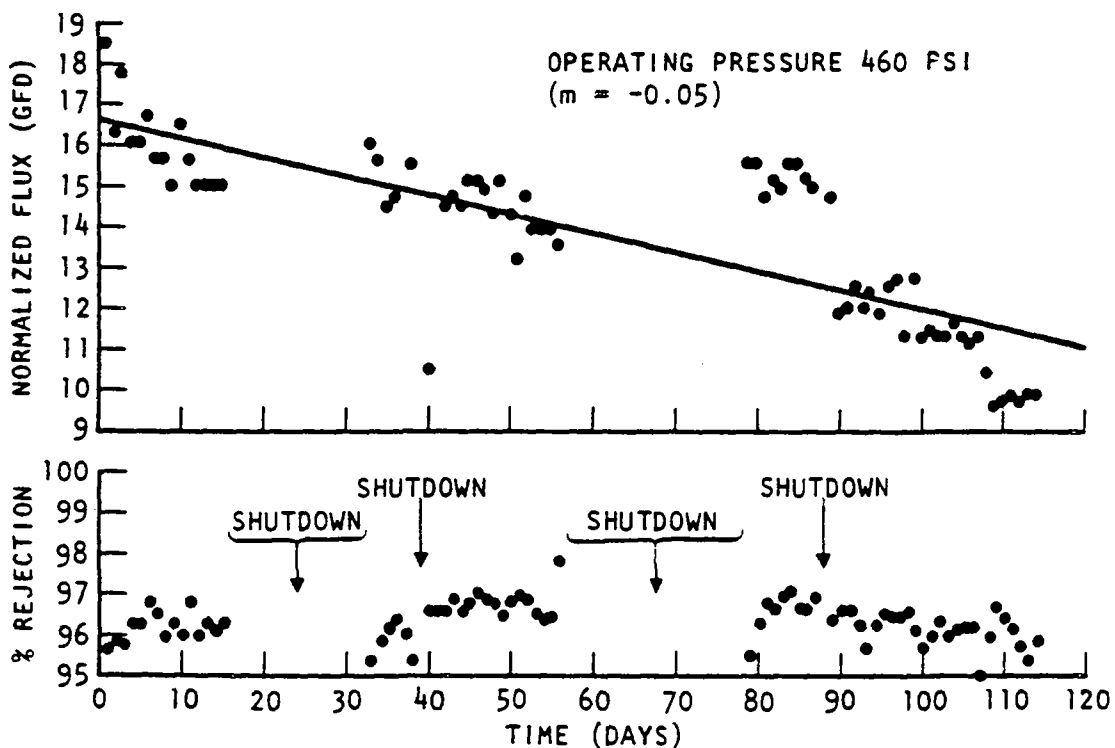


Figure 18b. Flux and rejection versus time for CA membrane receiving WF-21 pretreated feedwater plus 15 mg/l chloramines

receiving the unchlorinated feed. The rate of accumulation of the biochemical substances on the membrane surfaces was found to correlate inversely with the rate of membrane flux decline (Figure 19). Therefore, it is tentatively concluded that the gradual loss of water flux through the RO membranes is partially caused by the attachment and growth or accumulation of microbial cells on the membrane surfaces.

Evaluation of Cleaning Solutions in Removal of Biofilm

The membrane elements which were removed from the sidestream loop tester to evaluate the development of the biofilm were also used to evaluate different cleaning solutions. Small strips of the membrane which were covered with an undisturbed fouling layer were placed in sterile glass bottles, different cleaning solutions (Table 6) added to each, and then mixed for one hour at 35°C. Afterwards the membrane strips were removed, inspected by SEM, and analyzed by means of a battery of assays including ATP analysis, bacterial enumeration and biochemical analyses. One strip placed in a phosphate buffer served as an experimental control (i.e., the treatment control membrane). The appearance of the treated membranes in the SEM was compared with that of the corresponding treatment control membrane, and the cleaner was then assigned a grade on a relative 0 to 4+ scale based on a subjective evaluation of the extent of biofilm removal. The grading system is explained in more detail in Table 7.

In Figures 20-22 are shown a series of representative SEM photomicrographs illustrating the effects of selected cleaning treatments on biofilm removal, and in Table 8 is given the grade assigned to each cleaner. Figure 20 shows a series of eight photomicrographs of membranes cleaned with seven different cleaners after receiving unchlorinated feedwater for 11 days. The code in the top left-hand corner corresponds to the type of cleaning solution used (see Table 6), and the effectiveness of each is noted in the upper right-hand corner according to the grading system outlined in Table 7. Figure 21 shows a series of photomicrographs of membranes receiving chlorinated feedwater which

Table 6

Chemicals and Dosages Used in Cleaning Treatment Solutions

Cleaning Solution Code	Treatment	Time	Dose
TC*	sodium phosphate buffer	60 minutes	0.1M pH 7.0
1	esterase	30 minutes	10µg/ml
	EDTA		10mM
	trypsin	30 minutes	100µg/ml
	Triton X-100		0.1%v/v
2	urea	60 minutes	2M
	TSP		1%w/v
4	GuHCl	60 minutes	2M
	CTAB		1%w/v
5	urea	60 minutes	2M
	SDS		1%w/v
6	urea	60 minutes	2M
	CTAB		1%w/v
7	papain		100µg/ml
	Triton X-100	30 minutes	0.1%v/v
	EDTA		10mM
	protease		100µg/ml
	Triton X-100	30 minutes	0.1%v/v
	EDTA		10mM
8	BIZ	60 minutes	1%w/v
9	pancreatin		100µg/ml
	Triton X-100	60 minutes	0.1%v/v
	EDTA		10mM
10	thermolysin		100µg/ml
	Triton X-100	60 minutes	0.1%v/v
	EDTA		10mM
11	GuHCl	30 minutes	2M
	CTAB		1%w/v
	protease		100µg/ml
	papain	30 minutes	100µg/ml
	esterase		10µg/ml
	EDTA		10mM
12	CTAB	60 minutes	1%w/v
13	SDS	60 minutes	1%w/v
14	Triton X-100	60 minutes	1%v/v
15	MBTC	60 minutes	1%w/v
	CTAB		1%w/v
16	ZDDC	60 minutes	1%w/v
	Triton X-100		.01%v/v
17	STP		1%w/v
	EDTA	60 minutes	1%w/v
	TSP		1%w/v
18	EDTA	60 minutes	100mM
19	trypsin		100µg/ml
	EDTA	60 minutes	10mM
	Triton X-100		0.1%v/v
20	esterase		10µg/ml
	EDTA	60 minutes	10mM
	Triton X-100		0.1%v/v
21	urea	60 minutes	2M
22	TSP	60 minutes	1%w/v
23	pancreatin		100µg/ml
	EDTA	30 minutes	10mM
	Triton X-100		0.1%v/v
	CTAB	30 minutes	1%w/v

Abbreviations: EDTA = the disodium salt of ethylenediamine tetra acetic acid
TSP = trisodium phosphate
GuHCl = guanidine hydrochloride
CTAB = cetyltrimethylammonium bromide
SDS = sodium dodecyl sulfate
BIZ = trade name for a laundry presoaking detergent
MBTC = methylene bithiocyanate
ZDDC = zinc dimethyldithiocarbamate

*TC = treated control. All combinations were made in 100mM phosphate buffer. All solutions were adjusted to pH 7.0.

Table 7

Scanning Electron Microscopy
Definition of Terminology

<u>Degree of Cleaning</u>		<u>Presence of MLB*</u>	<u>Presence of SLB*</u>
0	No removal of biofilm apparent. The TC (treated control) for each membrane was arbitrarily assigned a zero value. All the treatments were compared to the TC.	Yes	Yes
1+	Poor biofilm removal. Generally less than 20-30% removal.	Yes	Yes
2+	Fair biofilm removal. Usually ~50-70% removal.	No	Yes
3+	Good biofilm removal. Usually ~70-80% removal.	No	Yes
4+	Excellent biofilm removal. Usually 90-100% removal. A few scattered cells may remain, but no patches.		

*MLB = "multilayer biofilm," i.e., a biofilm which is two or more cell layers thick

SLB = "single layer biofilm," i.e., a biofilm which is no more than one cell layer thick

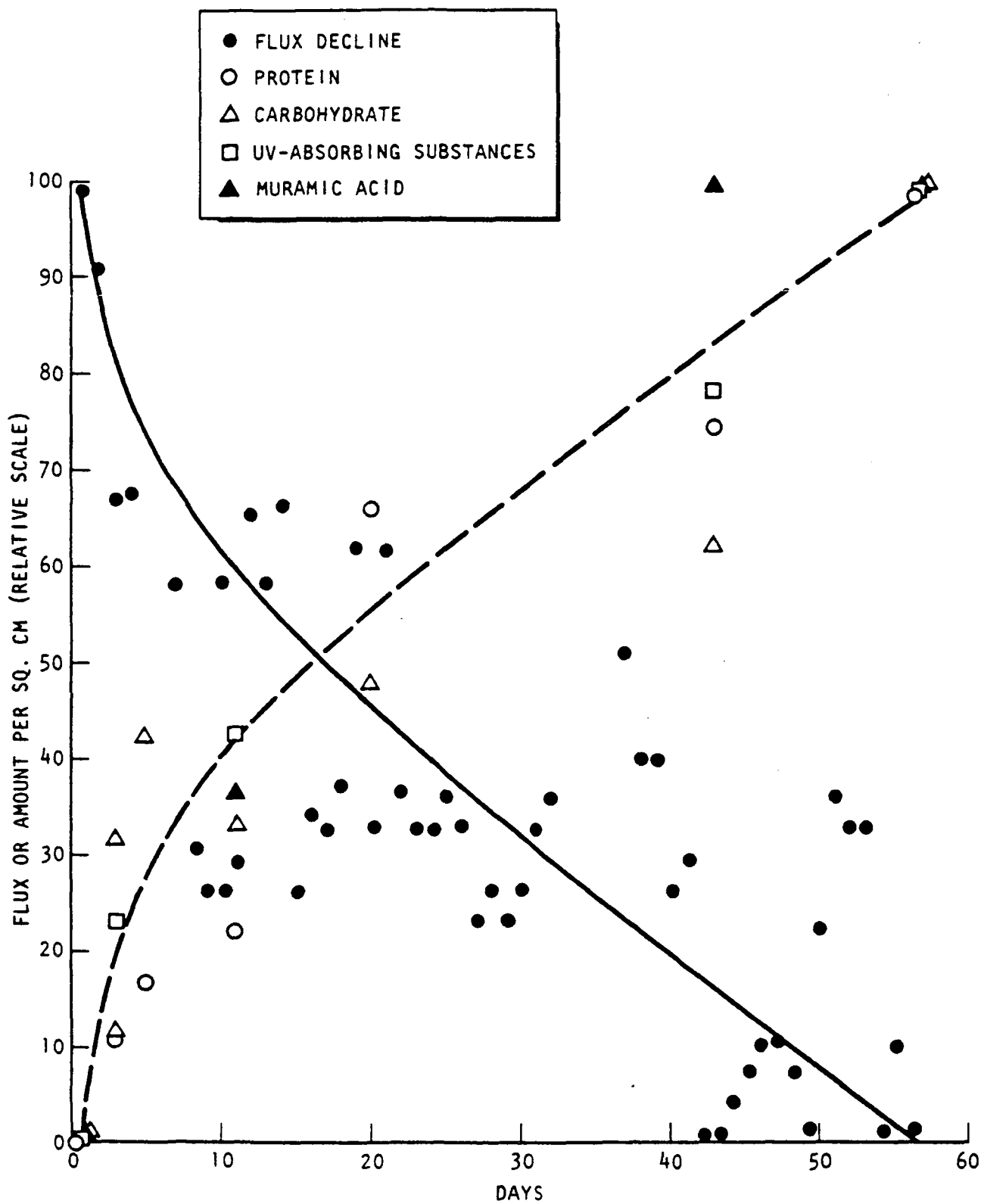


Figure 19. Relationship between RO membrane flux decline and accumulation of biochemical parameters as a function of time of operation for the non-chlorinated membrane

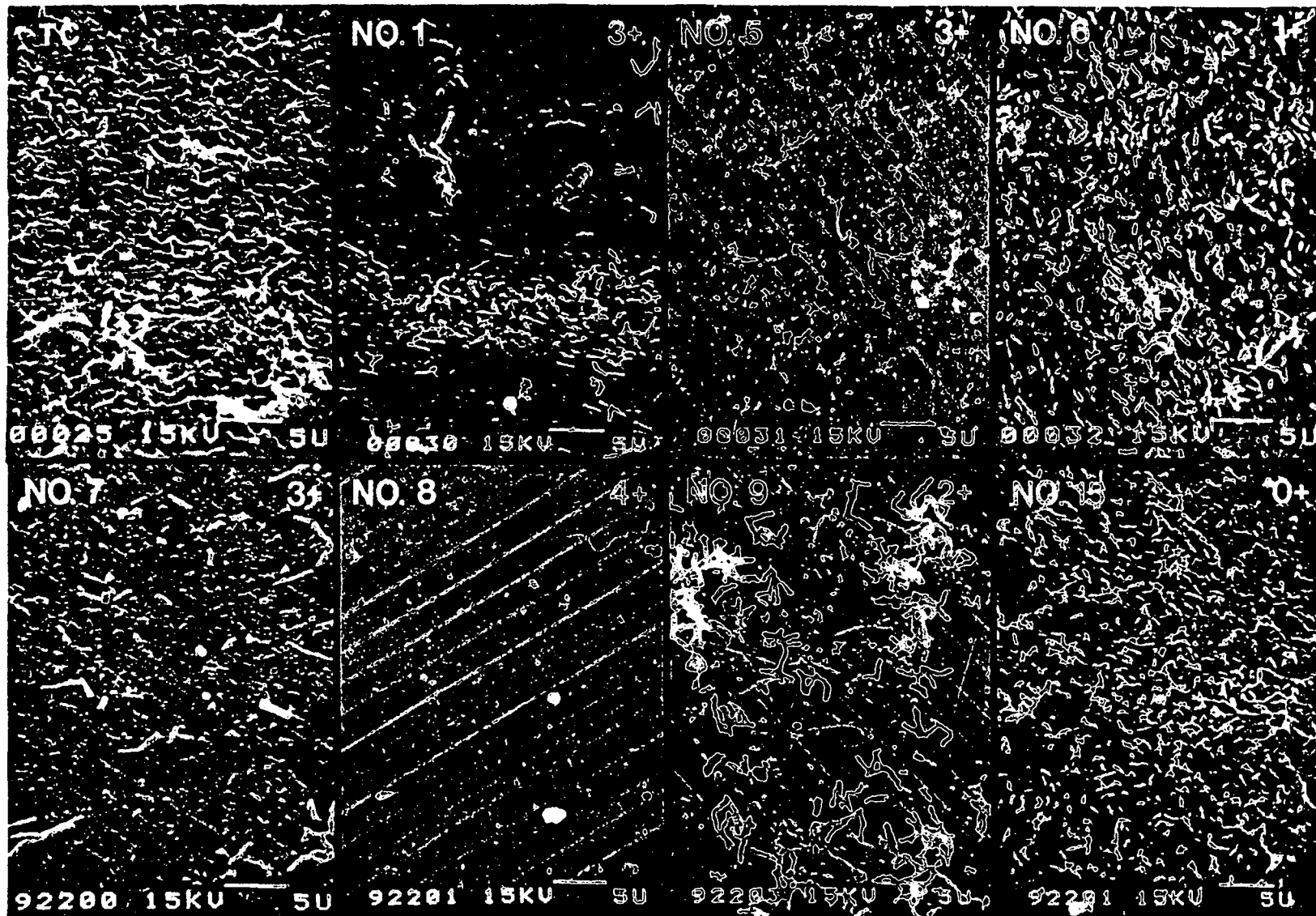


Figure 20. SEM photomicrographs showing relative effectiveness of several different cleaning solutions for removing the accumulated biofilm after 11 days of operation on unchlorinated feedwater

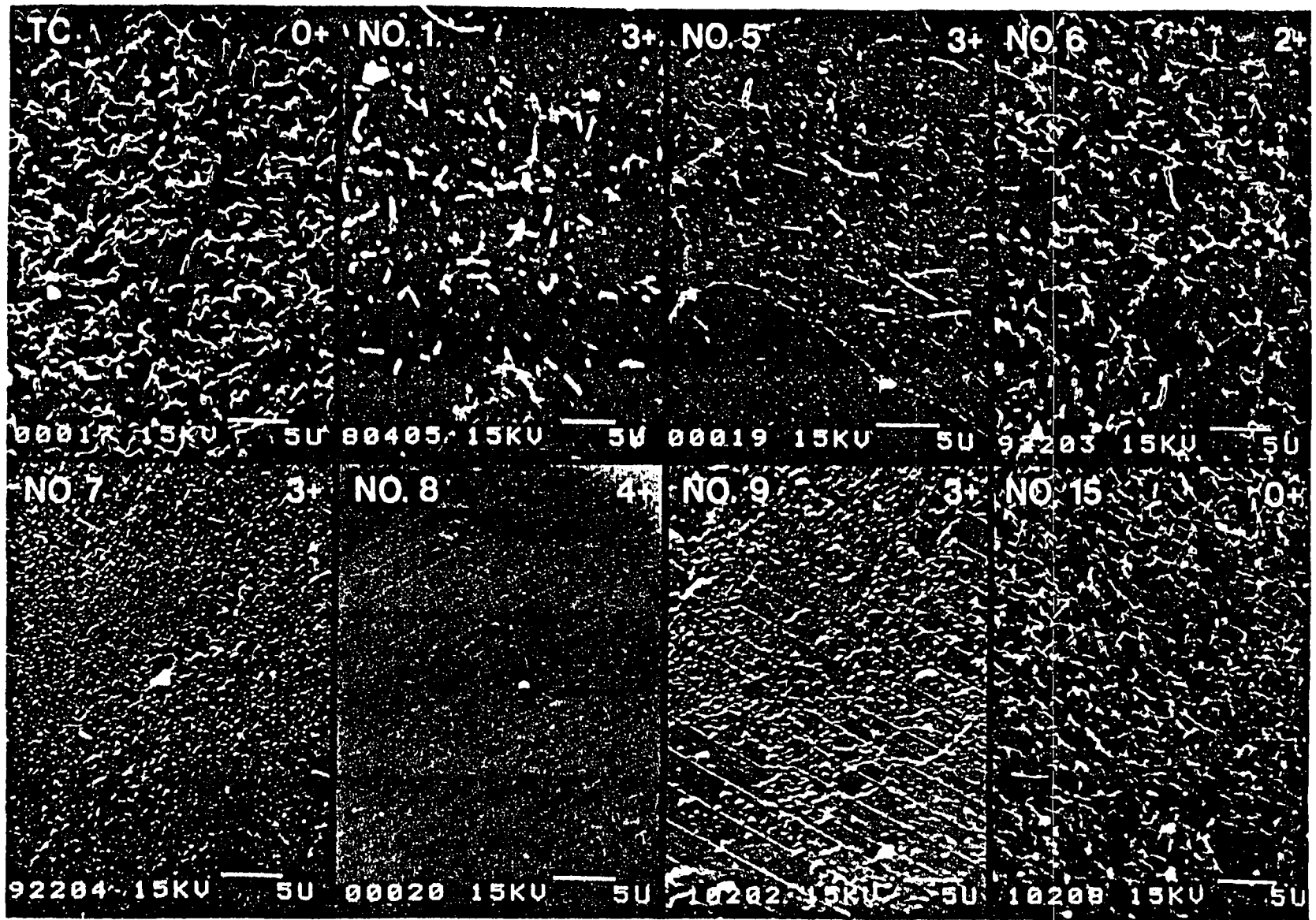


Figure 21. SEM photomicrographs showing relative effectiveness of several different cleaning solutions for removing the accumulated biofilm after 11 days of operation on chlorinated feedwater

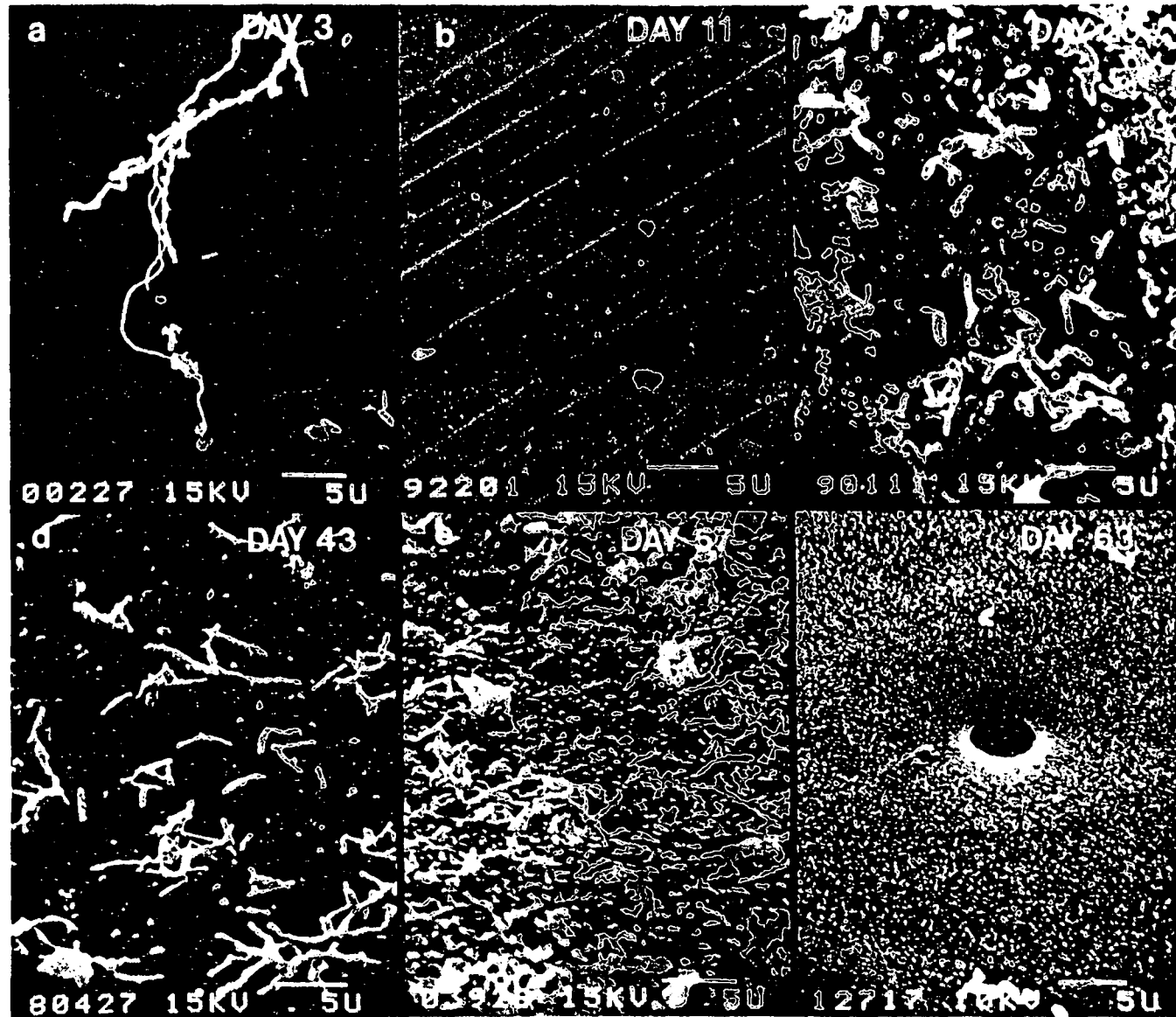


Figure 22. SEM photomicrographs showing cleaning effectiveness over time using BIZ on membranes receiving chlorinated feedwater

Table 8

Scanning Electron Microscopy Evaluation

Cleaning Solution Code	3 days NC*	3 days C**	5 days NC	11 days NC	11 days C	20 days NC	22 days C	43 days NC	57 days NC	63 days C
TC	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0
1	2+	3+	2+	3+	3+	2+	3+	2+	2+	4+
2	0	2+	1+	2+	2+	2+	-	1+	3+	1+
4	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-
5	2+	3+	3+	3+	3+	3+	4+	2+	3+	4+
6	2+	2+	0	1+	2+	1+	3+	0	2+	4+
7	2+	2+	3+	3+	3+	2+	3+	2+	1+	4+
8	3+	3+		4+	4+	3+	3+	2+	1+	4+
9	2+	3+		2+	3+	3+	3+	2+	1+	4+
10	1+	0		1+	0	1+	2+	-	-	-
11	-	-		1+	1+	1+	2+	-	-	-
12	0	1+		0	1+	1+	3+	0	0	1+
13				3+	3+	1+	3+	1+	1+	4+
14				2+	2+	0	3+	-	1+	4+
15				0	0	1+	1+	-	-	-
16						0	-	-	-	-
17								1+	1+	4+
18								0	1+	4+
19								1+	1+	4+
20								2+	2+	4+
21								0	2+	2+
22								0	0	1+
23								2+	1+	3+

*NC = non-chlorinated membrane

**C = chlorinated membrane

were cleaned with the same solutions used in Figure 18. Figure 22 shows a series of photomicrographs which indicates a decreasing effectiveness of the cleaner (BIZ) with biofilm use for the chlorinated membranes. No cleaner tested consistently removed all of the biofilm from all of the membranes. Moreover, some cleaners seemed to work well one time, but poorly at other times. However, some general trends in the data were discernible. For example, inspection of the data in Table 8 indicates that biofilm removal from the membranes which received chlorinated feedwater was, in general, more efficient than removal from membranes which received unchlorinated feedwater. This effect is probably due to the bactericidal action of chlorine and to the partial oxidation of cellular material by the combined chlorine compounds. Whereas bacteria killed by chlorine may still be capable of passively attaching to the RO membrane surfaces, they would be expected to be dislodged more easily than living microorganisms, since they are unable to manufacture and secrete adhesive extracellular polymers, which have been demonstrated to be required for irreversible attachment of microorganisms to surfaces.⁶ Another trend which was evident in the data was that most cleaners appeared to become less effective as the age of the biofilm increased (Figure 22). A number of factors may account for this apparent decrease in cleaning effectiveness with time, such as increases in biofilm thickness or the degree of compaction, changes in the types of extracellular polymers being synthesized by the fouling microorganisms, or the accumulation of specific heavy metals (such as cadmium, chromium or copper) on the membrane surfaces which could inhibit enzyme activity during cleaning.

The best cleaners appeared to be the commercial laundry detergent BIZ, urea-SDS, papain-Triton X-100-EDTA/protease-Triton X-100-EDTA, esterase-EDTA/trypsin-Triton X-100, pancreatin-Triton X-100-EDTA, and esterase-Triton X-100. With the exception of the urea-SDS combination, all of these treatments involved the use of enzymes which can attack and degrade a variety of different kinds of extracellular polymeric molecules, such as glycoproteins or mucopolysaccharides, which appear in the electron microscope

to be involved in the attachment of bacteria to the RO membrane surfaces. These findings emphasize the effectiveness of proteolytic and glycosidic enzymes, at least under the laboratory test conditions employed.

CONCLUSIONS

1. During long-term operation (28 months), Water Factory 21's wastewater demineralization plant experienced an overall flux decline rate of -0.159 gfd/month due to fouling. This represents a 40% decline in flow.
2. Analysis of the fouling layer removed from the membrane surface revealed that the material was about 90% organic and contained considerable quantities of carbohydrate, protein and ATP, which are indicators of the presence of bacteria.
3. Scanning electron microscopy (SEM) showed a total bacterial count of about 7.5×10^6 cells/ml and a viable bacterial count of 1.0×10^4 cells/ml in the feedwater.
4. SEM showed that the fouling layer consisted primarily of bacteria which attached to the surfaces of the cellulose acetate membranes.
5. The major bacterial groups found in the fouling layer were of the genera Acinetobacter, Pseudomonas, and Flavobacterium/Moraxella.
6. Microbial attachment (growth) on the membrane surfaces occurred in three distinct stages: (1) an initial exponential growth phase lasting for about the first five days of membrane operation, (2) a much more gradual increase in bacterial numbers lasting for an additional 35 to 40 days, and (3) a slow decline phase lasting for the duration of the membranes' operation.

7. The increase in bacterial numbers associated with the RO membranes was inversely related to a progressive decline in membrane water flux.
8. Bactericidal concentrations of combined chloramines (at 15 mg/l) failed to prevent bacterial adhesion to the membranes or water flux decline. In fact, comparison of the chlorinated versus non-chlorinated membranes indicated a much greater flux decline ($m = -0.05$) for the membranes receiving the feedwater containing the 15 mg/l chloramines than the membranes receiving feedwater containing only 1-3 mg/l chloramines ($m = -0.01$).
9. Continuous exposure to 15 mg/l chloramines did not adversely affect the mineral rejection characteristics of the membranes. However, when the membranes were exposed to a free chlorine residual of 10 to 15 mg/l for a few days, they were rapidly destroyed. A loss of rejection and an increase in flow were correlated with structural changes (holes) occurring in the membranes, as visualized by SEM.
10. Evaluation of a number of different cleaning solutions indicated several were capable of removing the biofilm in laboratory experiments. The membranes receiving chlorinated feedwater appeared to clean better than those receiving non-chlorinated feed. All cleaners seemed to be less effective over time as the amount of biofilm on the membrane surfaces increased. The most effective solutions were combinations of detergents and enzymes.

REFERENCES

¹Evaluation of Membrane Processes and Their Role in Wastewater Reclamation, Volume II, Orange County Water District report to OWRT, November 1980.

²Argo, D. G., and J. G. Moutes. Wastewater reclamation by reverse osmosis, JWPCF, 51, 590 (1979).

³Evaluation of Membrane Processes and Their Role in Wastewater Reclamation, Volume I, Orange County Water District report to OWRT, November 1979.

⁴Means, E. G., L. Hanami, H. F. Ridgway and B. H. Olson. Evaluating mediums and plating techniques for enumerating bacteria in water distribution systems. Journal AWWA 73, 585-590 (1981).

⁵Marshall, K. C. Interfaces in Microbial Ecology. Harvard University Press, Cambridge, Mass.

⁶Marshall, K. C., R. Stout and R. Mitchell. Mechanism of the initial events in the sorption of marine bacteria to surfaces. J. Gen. Microbiol. 68, 337-348 (1971).

MATERIAL FOR PIPES.

Ir. J. T. van der Zwan, The Netherlands Testing and Research Institute, KIWA.

1. Introduction.

A considerable proportion of the capital investments in water industry is used for the pipes and fittings in the underground system for transport and distribution.

It is obvious that in safeguarding a continuous water supply the transport and distribution system should stand firm.

A well balanced choice of the materials for these pipes and fittings will have a direct influence on the planning and construction phase, and, it may be even more, on the following operation and maintenance phase.

For the selection of the most appropriate materials some basic principles have to be considered.

Material properties, related to local circumstances and costs only, do not present sufficient guidelines for this selection. An "overall" planning of the materials to be used is highly recommendable.

This paper deals with

- a material survey (paragraph 2)
- fitness for purpose (paragraph 3)
- the need for a material policy (paragraph 4).

The ultimate choosing of the materials should be done after the consideration of the mentioned paragraphs, in particular after the evaluation of the available and suitable materials, the local circumstances and directives from policy viewpoints, all in relation with the financial aspects of such choices.

In former days it was quite common to use cast iron pipe and fittings with their thick rigid walls.

Most of these systems are still in good condition. Used in less aggressive soils the light external corrosion attack may be surprising. By improved technology other materials became available at the lowest possible prices. Some disadvantages were not known from the beginning and need now to be considered carefully as far as relevant.

As an example the permeability of plastics excludes this material from applications at certain local conditions.

The health risks of asbestos fibres in asbestocement pipes require a well conditioned and controlled water quality and the observation of codes of practice during operation and maintenance.

The risk of corrosion of thin walled steel and ductile iron pipes requires adequate internal and external protective measurements.

It has to be stated that these disadvantages should not exclude these materials from a material selection; it only introduces some restrictions.

2. Material survey

As this paper relates only to pipes with internal diameters from 100 mm and above, the materials for service pipes and domestic water systems are not considered in detail; for these applications copper, galvanized steel PVC (polyvinylchloride) and PE (polyethylene) pipes are commonly used.

By the range between 100 mm and 300 mm, indicated as small pipes, 80 % of the distribution system is already covered.

For the range between 300 mm and 500 mm the pipes are indicated to be medium sized.

Pipes of 600 mm and 700 mm are defined as large; whereas pipes of 800 mm and above carry the indication extraordinary large.

The following table 1 gives a general review of the availability of materials for pipes for the transport and distribution of water.

MATERIAL	DIAMETER			
	Small	Medium	Large	X-Large
AC	•	•	•	
PVC	•	•	(•)	
HPE	•	•	•	(•)
GRP			•	•
DICP	•	•		
Steel	•	•	•	•
PC			•	•

Table 1: Availability of pipe diameters.

Abbreviations

- AC asbestocement
- PVC (unplasticized) polyvinylchloride
- (H)PE (high density) polyethylene
- GRP glass fibre reinforced plastic
- DICP ductile iron (internal) cementcoated
- PC prestressed concrete

In table 2 the different possibilities of materials for fittings and specials is represented in relation to the pipe materials.

PIPE MATERIAL	FITTINGS AND SPECIALS
AC	AC ; DICP ; Steel
PVC	PVC ; DICP ; Steel
HPE	HPE ; PVC ; Steel
GRP	DICP ; Steel
DICP	DICP
Steel	Steel
PC	PC ; Steel

Table 2: Availability of possible materials for fittings and specials.

3. Fitness for purpose

The main technical criteria for selecting the materials are formed by the relevant technical requirements and the specific local circumstances under which these materials have to be applied.

The suitability on a technical level of these materials has to be verified by considering various aspects such as:

General properties

- resistance to internal pressure
- resistance to external loads
- resistance to possible damages, due to transport, handling and construction
- permeability, toxicity

Specific properties

- corrosion resistance (related to both the water to be transported and the aggressivity of the soil under consideration)
- changes in material properties due to storage conditions

Operational properties

- operational flexibility regarding construction, repairs, connections
- local experience and workmanship
- evaluated experience from other countries.

This checklist could be enlarged with other relevant aspects and be used in a simple scoring system if desired. This could increase the understanding on the possibilities of application.

Without presenting detailed specifications of the various pipe materials, complete pipeline systems may be distinguished generally in a range from flexible to rigid systems which stands in relation to the actual soil conditions.

Systems realized with Steel, GRP, PVC and HPE pipes could be regarded to be flexible, whilst AC, PC and cast iron pipes are

forming rigid systems. Systems with ductile iron pipes have to be classified somewhere between these two.

It is quite obvious that the soil conditions play an important role, in particular when flexible pipes, with the present thin walls, have to rely on the supporting capacity of the soil. The flexible pipes have a rather low own strength and show deflection under vertical loads; the latter resulting in side-ward moves which create passive soil pressures. The pipes can follow easily contour lines and have bends with a short working length, nevertheless they need an adequate (self) anchoring because of the easy movements.

The more rigid systems may fail by rupture of the pipes at even small deflections. The capability of rigid pipes to resist to external loads is a more direct one.

The heavy pipes have to be handled very carefully whilst unfavourable soil conditions may require a foundation.

Deflection of the pipes due to stone ridges and the like may damage these type of pipes.

Although careful laying techniques and adequate supervision being always recommendable, a good understanding of the behaviour of the pipes in relation to the soil conditions is of decisive importance.

Taking PVC pipes under different soil conditions as an example, some remarks could be made.

For sandy soils the compression of the backfill has an influence on the behaviour of the pipes. In general one could state that if a pipe is laid good it will remain in good condition; unfortunately if it is laid bad it remains bad.

For clay soils many influences as a result of the laying techniques may be introduced; rerounding effects as a result of the internal pressure may be expected.

From peaty soils no supporting effect may be expected at all; therefore advantages of soil support for flexible pipes may not be considered.

Another remark has to be made with regard to the use of flexible connections (with rubber rings) within rigid pipe

systems. In such cases attention has to be given to the fact that deflections may occur. The use of rigid (welded) connections in flexible systems has no real influence on the flexibility of the system as a whole.

4. Material policy

Any selection of materials should be based on an "overall plan" on materials to be used.

This "overall plan", preferable at a national or a regional base, should be at least valid for the whole of a watercompany; it shall include the adoption of a predetermined quality level with reference to the relevant standards.

Optionally the use of locally produced materials as well as a realistic limitation within the pipe materials and fittings range may be considered. Nevertheless, such a restricted range should always allow for a competitive choice in relation to the soil conditions as present.

On short term, for new plans and renovation projects, any material choice will fit in this overall pipe material plan. It has to be mentioned before all that all considered materials, internally and externally protected as far as necessary, should meet the same technical and functional specifications and design criteria.

The adoption of a certain quality level and certain standards has long term advantages for the operation by watercompanies. Operation and maintenance are simplified if there is an uniformity in the application of materials.

Material selection on a prices basis only - as the quality level has already been satisfied and the materials fit in the "overall plan" - directs to a more justified and competitive position for each pipe and fitting manufacturer.

The warrant of the quality level, which includes the results of standardisation, testing and inspection, gives the manufacturer the assurance that the required quality level is fixed and valuable for all manufacturers. For the manufacturers no competition on basic quality, so no falsification or technical trade barriers will exist; this has a positive effect on the (local) water related industries.

All these foregoing considerations, including the fitness for purpose aspects as indicated in paragraph 3, may be translated

into a practical tool, as shown in table 3. As an example alternatives of policy for the small diameter range are represented.

DIAMETER ∅ mm	CIRCUMSTANCES			
	GENERAL PART		SELECTED PART	
	Favourable	Unfavourable	Favourable	Unfavourable
100 + 300	PVC	HPE	HPE	HPE
				Steel
	DICP	DICP	DICP	DICP
			Steel	
		AC	AC	HPE
				Steel
400 + 500	PVC	AC	HPE	HPE
			AC	Steel
600 + 700	AC	AC	AC	PCs *)
				Steel
≥ 800	PC	PC	PC	PCs *)
				Steel

*) Prestressed concrete with a steel core.

Table 3 : Decision table.

The remark has to be made that the circumstances, in relation to which the transport and distribution mains are designed, have to be characterized in a general way as favourable or unfavourable. The table relates to this both for the general part of a network system as well as for selected parts such as street and canal crossings.

Another remark is made regarding the costs. For a more realistic comparison of costs it is necessary to consider the whole of the transport and distribution system instead of considering the prices per meter length of pipes. A combination of locally produced pipes together with imported fittings may show a rather big difference in costs in comparison with any other alternative design from materials point of view.

5. Summary

The selection of materials appropriate for pipes for water transport and distribution depends on several considerations such as appropriate technical requirements, local conditions, directives for material policy and economical aspects.

Although the choice of materials seems to be relevant for the planning phase, the following operation and maintenance phase for the transport and distribution system also requires the suitable decisions in order that a sufficient functioning may be expected.

Within a limited range of pipe materials and fittings all being in accordance with a certain quality level the necessary decision has to be made.

A systematic approach as well as the use of standards has advantages for both the watercompany and the local industries producing such materials.

Although costs always seem to be the most important decisive point for the selection of materials, this paper indicates also other points, such as the study before of solutions, estimated to be equivalent in a technical way, on the base of an overall plan on the materials to be used.

L'ENTRETIEN DANS LES RESEAUX DE DISTRIBUTION.

F. Ouali, S.O.N.E.D.E., Tunis, TUNISIA.

I - INTRODUCTION

Pour un Service des Eaux, la bonne marche de son exploitation est intimement liée au soin qu'il apporte à son Equipement.

Un équipement mal entretenu voit ses qualités disparaître bien vite même s'il a été acquis conformément à des caractéristiques bien précises et si des techniciens qualifiés le font fonctionner.

Les soins qu'il faut lui consacrer sont de deux sortes:

- . L'ENTRETIEN CURATIF : ce genre d'entretien présente généralement un caractère urgent, la réparation de l'équipement devant se faire après un arrêt intempestif.
- . L'ENTRETIEN PREVENTIF : est un entretien de surveillance, il part du principe que la réparation doit intervenir avant la rupture, la prévenir donc doit tendre à supprimer ou à réduire l'entretien curatif.

II - CRITERES DE L'ENTRETIEN

Les responsables qui désirent maintenir à un niveau acceptable les travaux d'entretien curatif doivent accorder à l'entretien de l'équipement la même attention qu'ils accordent à son fonctionnement.

Un entretien bien conçu doit répondre à 5 Critères :

- C/A - Bien définir exactement le Personnel compétent chargé de l'entretien
- C/B - La Direction doit expliquer les raisons pour lesquelles elle exige l'entretien préventif et prouver qu'elle y tient.
- C/C - Fournir pour l'entretien, les pièces de rechanges, les outils, les instruments de contrôles ainsi que les facilités d'atelier nécessaires donc un budget adéquat.
- C/D - Etablir un planning à déroulement périodique
- C/E - Instaurer un contrôle du programme d'entretien et les supports adéquats de relevés et rapports.

C/A - LE PERSONNEL

Il est conseillé dans la mesure du possible d'éviter de confier au personnel chargé du fonctionnement des installations, la charge de procéder à leur entretien car ils en viennent à négliger soit l'un soit l'autre. Le personnel doit être qualifié et expérimenté.

Le personnel opérationnel et celui d'entretien doivent coopérer pour éviter toute gêne mutuelle entraînant une mauvaise qualité de service pour l'abonné. L'expérience acquise sur le réseau de la ville de Tunis (1000.000 Habitants) a montré que la qualité de service (mesurée par le nombre de réclamations), s'est améliorée nettement depuis qu'il y eut séparation du fonctionnel, de l'entretien programmable.

De même la mise en place de surveillants de réseau par quartiers a permis :

- . une meilleure détection de fuites
- . une surveillance des conduites principales de distributions pour éviter toute détérioration par des constructions sauvages, ou par la suite de travaux d'autres corps d'états ne connaissant pas avec exactitude la situation du réseau.

C/B - LA POLITIQUE D'ENTRETIEN

Le responsable doit affirmer clairement sa politique et doit par la suite prouver activement toute la valeur qu'il lui accorde. Il doit décider que l'entretien est un stade important de l'exploitation du réseau et non un mal inévitable.

Ainsi le principe de l'entretien régulier et complet d'un équipement entraîne des bénéfices économiques et opérationnels obtenus quand l'équipement reste en parfait état de fonctionnement évitant de longues périodes d'arrêt pour réparations.

C/C - LES OUTILS - LES PIECES DE RECHANGE - LE MATERIEL DE VERIFICATION L'ATELIER ET LE BUDGET D'ENTRETIEN

Un bon d'entretien nécessite :

- Les Outils indispensables
- une bonne connaissance du réseau
- des appuis logistiques
- un Budget suffisant

1- LES OUTILS

En effet il est impératif de mettre à la disposition des équipes d'entretien les outils nécessaires tout en veillant à l'adaptation des moyens humains et matériels à la nature du travail (un bon éclairage la nuit - un terrassement mécanique en cas de grande profondeur. un matériel de pompage correspondant au débit à évacuer).

2- CONNAISSANCE DU RESEAU

Une mise à jour du réseau continue permettra d'avoir un fond de plan correspondant à la réalité et outil indispensable au surveillant de réseau chargé des diverses manoeuvres.

Une localisation des casses sur une carte a permis pour Tunis, de bien connaître les "points noirs" et de bien délimiter les zones à recalibrer.

3- APPUI LOGISTIQUES

Un atelier d'entretien et de réparation est aussi nécessaire pour assurer la bonne marche de l'exploitation, qu'un laboratoire d'analyses installé près d'une station de traitement des eaux.

De même une liaison radio permet un contact rapide pour communication de l'information donc un gain sur le coût de l'entretien et une efficacité appréciée par les abonnés.

4- BUDGET

Il est impératif que le budget de fonctionnement d'un service des eaux comprenne un poste relatif à l'achat de nouveaux outils d'entretien, leur renouvellement et l'achat du matériel de vérification.

POUR LA SONEDE

1) Il a toujours été consacré pour l'entretien entre 20 % et 30 % du budget d'investissement de renouvellement. Le résultat a confirmé le bien fondé de cette option.

2) La main d'oeuvre pour l'entretien représente les 35 % de la main d'oeuvre totale relative à l'activité d'exploitation.

3) Le coût de l'entretien représente en moyenne 19% du prix de revient du m³ d'eau selon les résultats de la comptabilité analytique de 1981.

Le Prix de revient en m ³ d'eau vendu= 96 Millimes	
Coût de l'entretien - Matière	= 5,57 Millimes soit 6 %
	Main d'oeuvre = 12,58 Millimes soit 13%

	18,15
	soit 19%

Nota : 100 millimes ~ 1 NF

Il ne faut surtout pas tomber dans le défaut d'une analyse trop rapide qui ferait apparaître qu'il est plus facile d'investir que d'entretenir. Donc il vaut mieux tout en augmentant les actifs de production, mieux gérer strictement ceux de ladistribution.

C/D - PLANNING D'ENTRETIEN

Afin d'assurer la permanence de son fonctionnement tout service des eaux doit avoir son programme d'entretien préventif. Cet entretien comprend les inspections et les soins nécessaires au bon fonctionnement de l'équipement, il ne réussit qu'à condition d'être planifié avec soin et exécuté selon un programme préétabli.

C/E - ETATS D'ENTRETIENS - RELEVES

Une bonne exécution d'un programme d'entretien nécessite un minimum de fiches et de documents.

La partie d'entretien planifié et à caractère périodique doit figurer sur des tableaux et inscrite sur un calendrier des tâches car les opérations d'entretien sont si nombreuses qu'on ne peut se fier à la mémoire d'un employé.

A titre d'exemple

L'expérience sur le réseau de Tunis, a montré qu'il était ridicule et aberrant de compter sur la mémoire d'un surveillant de réseau ou d'un ouvrier pour retrouver l'emplacement d'une vanne dont la manoeuvre était nécessaire. pour cela il a été décidé :

- 1 - d'adopter une signalisation in situ par des balises (à rayures horizontales rouges et blanches) par analogie aux signalisations adoptées pour les bouches à incendie.
- 2 - d'adopter un attachement sur fiche (cf modèle ci-joint Annexe 1) qui permet en cas de perte de la balise une localisation et une remise à jour de la vanne.

Chaque opération d'entretien doit faire l'objet d'un bon de travail (cf modèle ci-joint Annexe 2) ce qui permet à la comptabilité analytique, moyennant une codification des diverses opérations d'entretien, de déterminer le coût par nature d'intervention.

III - CONSTANCE DE L'ENTRETIEN DU RESEAU DE DISTRIBUTION

Le tableau ci-joint en Annexe 3 fait état de certaines opérations d'entretien ainsi que leur impact sur le rendement d'un réseau de distribution. En plus nous nous proposons d'étudier un facteur important d'économie consistant en une amélioration du rendement du réseau par une réduction des pertes dues à des fuites.

. NATURE DES FUITES :

Il s'agit essentiellement de fuites engendrées par les défauts d'étanchéité sur les conduites aux joints et aux branchements.

. RENDEMENT D'UN RESEAU :

est défini comme le rapport entre le volume distribué et le volume consommé.

Pour Tunis le rendement se maintient depuis 5 Années à 75 %.

Pour améliorer ce chiffre, le gestionnaire ne doit pas se contenter de colmater les grosses fuites susceptibles d'entraîner des préjudices aux tiers mais doit les rechercher systématiquement avant qu'elles ne deviennent visibles.

L'effort entrepris par la SONEDE dans ce sens a permis de stabiliser les 2 ratios objet de l'Annexe 4.

$$R1 = \frac{\text{Casses}}{\text{Km de conduites}}$$

$$R2 = \frac{\text{Fuites}}{\text{Km de conduites}}$$

IV - RELATION ENTRE ENTRETIEN ET GESTION DES ABONNES

En vue de maintenir un bon rapport avec le public et compte tenu du fait que les réparations d'urgence et l'entretien programmable retiennent l'attention de l'abonné, tout service des eaux se doit de tenir compte de ces incidences dans la planification des tâches, car on considère que :

" Le Réseau de Distribution est une ligne de communication directe avec les Abonnés "

Dans la mesure du possible, tous les consommateurs qui peuvent être touchés par des travaux doivent être prévenus. Il faut non seulement les avertir mais aussi organiser les travaux de façon à réduire les inconvénients qui en découlent. C'est ainsi que pour citer toujours l'exemple de la ville de TUNIS:

- 1) Tous les travaux de raccordements pour mise en service de nouvelles installations ou équipements (changement de vannes de sectionnement ou autres matériels hydromécaniques) sont prévus la nuit et signalés par voie de presse et de radio 48 heures à l'avance. Ceci permet notamment aux abonnés gros consommateurs de planifier leur travail pour réduire au minimum l'effet de cette coupure.
- 2) Même pour les réparations, il faut s'appliquer à réduire au minimum le nombre de clients incommodés et la promptitude des réparations est propice aux bonnes relations avec les abonnés.

V - CONCLUSION

Nous pouvons dire que l'entretien est comme une assurance, elle ne paraît chère qu'avant l'incident. La qualité et la continuité de service étant d'une importance capitale pour un distributeur d'eau, il en ressort qu'on ne peut obtenir une bonne gestion sans un bon entretien des installations.

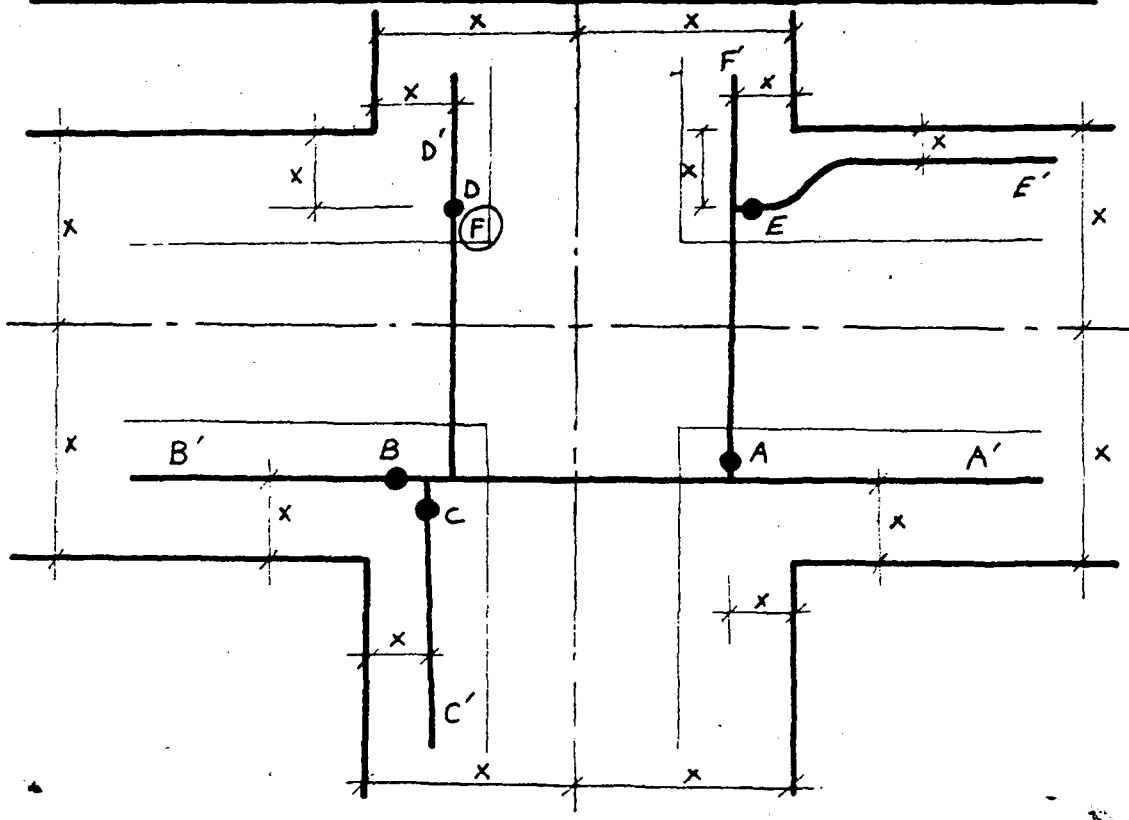
DATE: Fiche RV et Conduite

RV

Conduites

	A	B	C	D	E	F	Obser.
B à clé	X			X	X		
Av chap	X		X	X	X		
S chap		X					
Nb tour	12	36	54	10	12		
A/ F	A	F	F	F	F		
Regard		X	X				

	A'	B'	C'	D'	E'	F'	Obser.
∅ N	80	200	300	80	100	100	
∅ Ext	92	235	350	105	110	130	
Nature	Ft	Ac	Ac	Ac	Ft	Ac	
Age	52	76	76	70	56	76	
Resedu	72	72	72	45	72	72	



SO.N.E.D.E

DEGT /c.14

BON DE TRAVAIL N°988628				<i>le chef de travaux</i>				<i>Visa</i>									
DEMANDEUR				Date de Création				Nom : 4									
Nom: 1				J M A 2				Prénom: 5									
Prénom:				Visa: 3				<i>l'ouvrier responsable du Travail</i>									
Fonction:								Nom : 6									
Service:								Prénom: 7									
IDENTIFICATION DU TRAVAIL																	
C. Centre		Police		Tourné		Ordre		C. Travail		C. Immo		C. Projet		C. Marché		C. Identification	
8						9		10		11		12		13		14	
N° DMR		C.F. Trav		L. Extension		Nature de Condit		Linaire posé		Reste à réaliser		Index CTR enlevé		Index CTR posé		N° Compteur	
15		16		17		18		19		20		21		22		23	
Adresse du Travail						Précisions sur le Travail											
24						25											
DATES ET HORAIRES DU TRAVAIL																	
Dates 26																	
27		Ouvr. SO.N.E.D.E		Ouvr. Abonné		Ouvr. SO.N.E.D.E		Ouvr. Abonné		Ouvr. SO.N.E.D.E		Ouvr. Abonné		Ouvr. SO.N.E.D.E		Ouvr. Abonné	
Fin de Séance																	
Début de Séance																	
Nb. H. Travail par Séance 20																	
Total. H. SO.N.E.D.E		Total. H. Abonné		Temps prévu exécuté		Taux H. standard											
29		30		31		32											
VALORISATION DU TRAVAIL																	
Coût main d'œuvre						Coût matière						Facturation interne					
SO. N. E. D. E			Abonné			SO. N. E. D. E			Abonné			37					
33			34			35			36								
T. P. S		Fact. par des tiers		Réfection chaussée		Frais Généraux		Coût Total									
38		39		40		41		42									
Tickets de sortie Complémentaire				N devis Pact		Rif. R.C		Charge SO.N.E.D.E		Charge Abonné							
				43		44		45		46							
Symbole 47		Désignation 48						Quantité demandée 49		Quantité utilisée 50		Prix Unitaire 51		Valeur 52			
Ticket de sortie		Date de sortie 53		Réceptionnaire 54		Visa 55		Coût Total 56									
N° 988628		J M A		Nom: Prénom:													

ETAT DE QUELQUES OPERATIONS D'ENTRETIEN SYSTEMATIQUE

AVEC L'IMPACT CORRESPONDANT

NATURE DE L'INTERVENTION	CONSISTANCE	IMPACT
. Entretien de ventouse	Vérification de son fonctionnement le clapet étant démontable en service l'étanchéité assurée par le flotteur	Un ventousage parfait permet l'évacuation de l'air emprisonné ou introduit dans les conduites donc permet un écoulement au maximum de la débitance de la conduite et évite les coups de bélier engendrant les ruptures
. Entretien de vidange	. Manoeuvrer la vanne . Vérifier que rien n'obture la sortie . Nettoyage du regard	Permettre son utilisation rapide en cas de besoin
. Entretien de Robinets Vannes	. Veiller à utiliser le chapeau d'ordonnance correspondant au carré de manoeuvre . faire monter et descendre l'obturateur plusieurs fois . en cas de difficulté demontage pour entretien complet à l'atelier . veiller à ce que la bouche à clé ne soit pas obstruée par du sable ou des corps étrangers.	Permettre son utilisation rapide en cas de besoin Les fréquentes manoeuvres permettent d'éviter le dépôt de calcaire dans la rainure donc assure une meilleure étanchéité nécessaire en cas de fermeture pour réparation de casse sur conduite

NATURE DE L'INTERVENTION	CONSISTANCE	IMPACT
Soulèvement de bouche à clé	Réglage en hauteur de la tête et sa mise au niveau du sol.	Permettre à la tête de bouche à clé d'être au niveau du sol pour résister aux chocs de roulement et éviter un effort ponctuel pouvant provoquer la casse de la conduite.
Entretien de Robinet de Prise	Débouchage	Amélioration du débit et de la pression chez l'abonné.
Entretien de Robinet d'Arrêt	Réparation ou changement complet du robinet	Eviter les fuites et permettre une fermeture efficace en cas de besoin
Changement de Compteur	Remplacement	Permettre une facturation plus juste et éviter les contestations de l'abonné au sujet des proratas.
Entretien des Portes de Niches	<ul style="list-style-type: none"> . Peinture . Remplacement éventuel . Réinscription du N° de Police 	Protège le compteur et permet à l'agent de relève un repérage rapide de la police.
Recherche systématique de fuites	par système de détection sonore	diminuer le % de perte sur réseau de distribution.

NATURE DE L'INTERVENTION	CONSISTANCE	IMPACT
Entretien de Réservoirs	<ul style="list-style-type: none"> - Nettoyage - Dégagement des dépôts solides éventuels - Grattage et entretien avec peinture type alimentaire de toutes les tuyauteries et autres menuiseries métalliques au contact de l'eau. 	Fournir une eau potable et élimination de toutes matières toxiques.
Entretien Matériel de Stérilisation	<ul style="list-style-type: none"> - Contrôle de la bonne marche du système de stérilisation 	Respecter les normes de chlore résiduel définies par l'OMS
Entretien Appareillage de Mesures	<ul style="list-style-type: none"> - Réglage des limnigraphes - Etalonnage de tous les systèmes de comptage des volumes distribués (compteurs-venturis-déversoirs etc...) 	Pour une évaluation exacte des volumes produits et distribués.

STATISTIQUES DES CASSES ET FUITESEVOLUTION DU RATIO DES CASSES ET FUITES / Km DE CONDUITE

	74	75	76	77	78	79	80	81
Cumul Extension Km	1368	1439	1531	1620	1731	1905	2085	2283
Casses	1118	1366	1640	1290	1400	1526	1700	1920
<u>Casses</u> Km de conduite	0,8	0,9	1	0,8	0,8	0,8	0,8	0,8
Fuites	2926	1317	1303	983	1018	1265	1250	1300
<u>Fuites</u> Km de conduite	2,1	0,9	0,8	0,6	0,6	0,6	0,6	0,57

NB. Nous constatons une stabilisation (en attendant la réduction de ces Ratios) à partir de 1977 date de prise en considération de l'importance de l'entretien.

L'APPROVISIONNEMENT EN EAU POTABLE DE QUELQUES ILES FRANÇAISES
DE L'OCEAN PACIFIQUE.

M. Jean POULAIN, UNELCO, Paris, FRANCE.

1. Introduction

Si l'on pose à brûle-pourpoint la question d'indiquer quelles sont les régions du globe les plus favorisées du point de vue de l'utilisation à volonté d'eau naturellement pure, il y a fort à parier que la personne interpellée répondra: mais ce sont bien sur les régions montagneuses et les îles, peu ou pas peuplées, qui existent encore dans quelques mers. Cette réponse peut même provenir de spécialistes ayant une grande expérience dans le traitement et la distribution d'eau mais n'ayant pas eu jusqu'alors l'occasion, ou la curiosité, d'étudier ce problème dans son ensemble.

La réalité est, la plus souvent, bien différente de ces vues édéniques. Nous ne traiterons pas ici des distributions d'eau dans les régions de montagne et notamment dans celles situées à 1 000 m et plus d'altitude. L'un de nous a déjà indiqué, à plus d'une reprise, qu'il est rare de trouver dans les régions élevées des eaux de qualité telle qu'on puisse les distribuer sans traitement aux consommateurs et encore plus rare de disposer, en permanence et naturellement, des débits suffisant à l'alimentation de collectivités, même modestes, de quelques centaines à quelques milliers d'habitants.

On étudiera dans ce rapport le captage et la distribution de l'eau potable dans quelques îles de l'Océanie pour voir comment on peut trouver, dans ces cas particuliers, une solution satisfaisante à la fois sur les plans qualitatif et quantitatif. Les installations qui seront décrites se trouvent dans deux des Territoires français du Pacifique Sud.

La Société UNELCO s'occupe d'eau dans ces régions depuis plus de vingt ans, mais elle n'a pas l'exclusivité de ce service. Aussi, n'avons-nous pas la prétention de fournir une analyse exhaustive. Décrivant quelques installations dont nous avons la charge en y ajoutant celles de NOUMEA exploitées par un service municipal, nous nous bornerons à la plantation du décor des besoins à satisfaire des ressources disponibles, des moyens mis en oeuvre pour accorder les uns et les autres.

2. Ile de la Nouvelle-Calédonie avec les îles et archipels voisins. (Ile des Pins, archipel des îles Loyauté, archipel des îles Belep, îles Chesterfield).

2.1. Géographie

La Nouvelle-Calédonie, découverte par COOK le 5 Septembre 1774, est la troisième île du Pacifique par la superficie (16 750 km²). Elle est située entre les méridiens 163 et 168 Est et entre les 18ème et 23ème parallèles Sud à 190 km au Nord, en moyenne, du Tropique du Capricorne.

Fig.1
Carte de la
Nouvelle
Calédonie et
des îles
Loyauté

C'est une île allongée d'environ 400 km et d'une largeur assez constante d'une cinquantaine de km. Elle est bordée sur tout son pourtour par un récif-barrière qui est l'un des plus grands et des plus beaux du monde (plus de 1 600 km au total) et d'un lagon d'une exceptionnelle beauté.

2.2. Les îles Loyauté (Lifou, Maré, Ouvéa, Walpole et Tiga)

Ces îles ont une surface totale d'environ 2 000 km². A l'exception d'Ouvéa, elles n'ont pas de lagon car ce sont des édifices coralliens soulevés. Elles sont bordées de falaises abruptes, le sol y est assez perméable (phénomènes karstiques); elles sont dépourvues de cours d'eau.

2.3. Géologie de la Nouvelle-Calédonie

La Nouvelle-Calédonie, que l'on appelle aussi "Grande-Terre", n'est pas une formation volcanique. C'est une relique d'un ancien continent disparu dont les débris se sont accumulés au fond d'un géosynclinal (géosynclinal papou) situé entre la Nouvelle-Zélande et la Nouvelle-Guinée.

Ces sédiments profonds ont subi un plissement intense à l'oligocène, plissement contemporain de celui des Alpes et de l'Himalaya. En même temps des roches basiques profondes (basaltes, péridotites) se répandaient dans et sur ces terrains sédimentaires. Ce phénomène est à l'origine des minéralisations importantes qui font en bonne partie la richesse de la Nouvelle-Calédonie, il lui confère aussi son relief particulier. Ces caractères pétrographiques ont également des répercussions sur les gîtes aquifères et sur la qualité de leurs eaux, aussi bien superficielles que souterraines.

L'île des Pins et les îles Belep présentent les mêmes caractères géologiques généraux que la Grande-Terre.

2.4. Géologie des îles Loyauté

En l'absence de sondages systématiques profonds, il est encore difficile, à l'heure actuelle, d'avoir une idée précise de la structure géologique des îles Loyauté. Il semble qu'elles soient dues à une intrusion de basaltes dans des formations sédimentaires. Des coraux se sont alors développés sur le pourtour des îles et le tout a subi un mouvement de surrection. Ces grandes masses calcaires émergées ont donné lieu ensuite par dissolution à la formation de karst qui renferment parfois des aquifères utilisables.

3. Précipitations

La Nouvelle-Calédonie qui se trouve en zone tropicale ne devrait recevoir que très peu de pluie comme c'est le cas en Australie, sa voisine. Mais la forme particulière de la Grande-Terre, son insularité et l'action des vents alizés venant buter sur des reliefs accusés font que l'île est bien arrosée bien que d'une façon irrégulière, dans l'espace comme dans le temps.

La grande saison des pluies se situe en mars et avril et la petite en juillet-août. Le versant Est, exposé aux alizés est environ deux fois plus arrosé que l'Ouest et les reliefs agissant comme condensateurs reçoivent 2 à 2,5 fois plus d'eau que les parties basses de la côte Ouest. La moyenne des pluies est de 3 000 mm par an à Yaté alors qu'elle n'est que de 800 mm à Voh, région la plus sèche de la Grande-Terre.

Ces chiffres situeraient la Nouvelle-Calédonie parmi les régions les plus favorisées du globe quant à la pluviométrie. Malheureusement une bonne partie de ces précipitations se présente sous forme d'averses brutales - jusqu'à 650 mm en un seul jour ! -. Les terrains n'étant en général que très peu perméables, les eaux s'écoulent rapidement et une petite partie seulement de celles-ci pénètre dans le sol.

Le régime pluvial des îles Loyauté ressemble à celui de la côte Est de la Grande-Terre, mais l'absence de relief accusé fait que la hauteur moyenne annuelle des précipitations se situe aux environs de 1 800 mm. Lifou reçoit en général de 100 à 200 mm de plus que Maré et Cuvéa.

4. Ressources en eau

4.1. Eaux superficielles de la Nouvelle-Calédonie et des îles voisines

Les terrains de la Grande-Terre étant pour une bonne part très peu perméables, il faut s'attendre à un ruissellement intense sur la plus grande partie de l'île. Il existe une bonne cinquantaine de cours d'eau dans l'île. Presque tous ont des cours transversaux si bien qu'aucun n'atteint 50 km. Un seul, le Diahot, qui est longitudinal, s'étend sur 90 km environ. Ces cours d'eau sont plutôt des torrents à pente forte et irrégulière, entrecoupés de cascades. Leur régime est très variable, les débits peuvent passer de 1 à 7 ou même davantage en un temps très court. Le débit de la Yaté, par exemple, est passé au moment du cyclone des 26 et 27 Février 1951 de 91 à 944 m³/sec. en quelques heures le 26, puis à 1 710 m³/sec. le 27. Les débits étant tous étroitement liés aux précipitations, les nappes alluviales qui se trouvent en général au voisinage de l'embouchure du cours d'eau ne jouent qu'un rôle régulateur peu important.

4.2. Eaux souterraines de Nouvelle-Calédonie et des îles voisines

Le régime torrentiel de la plupart des cours d'eau néo-calédoniens, l'érosion forte du fait de la dénudation des terres entraînent des transports solides importants au moment des crues. Les fortes déclivités empêchent cependant que ces alluvions se déposent et la sédimentation ne peut s'effectuer qu'à l'embouchure des rivières, c'est-à-dire le plus souvent dans le lagon. L'existence d'aquifères souterrains étendus est donc réduite. NOUMEA, par exemple, a dû, dès sa création, faire appel aux eaux de la Yahoué puis de la Dumbéa malgré la présence d'eaux souterraines à une cinquantaine de km à l'Ouest dans la plaine des Lacs.

Les seules ressources aquifères des îles Loyauté sont souterraines. Ces îles étant d'origine corallienne, extérieurement et superficiellement du moins, il s'est peu à peu formé en profondeur un réseau hydrographique par dissolution du carbonate de calcium (réseau karstique). Ces eaux sont exploitées par pompages.

La nappe aquifère des îles Loyauté s'apparente à celle de l'île de Wallis, qui a fait l'objet d'une étude approfondie sur laquelle nous reviendrons plus loin.

4.3. Eau douce artificielle

On peut mentionner ici, bien qu'il ne s'agisse pas d'un phénomène naturel, la nécessité dans les îles ne disposant pas de ressources en eau douce suffisantes de mettre en oeuvre les différents procédés de dessalement d'eau de mer : distillation, osmose inverse, congélation, etc... Ces procédés sont utilisés ailleurs avec succès (îles anglo-normandes, émirats du Golfe, etc...).

5. Qualité des eaux à disposition (selon les normes de l'O M S)

5.1. Qualité chimique

D'une façon générale les eaux de la Grande-Terre sont très douces et présentent souvent un caractère agressif, celles des îles Loyauté sont plus minéralisées. Outre une forte teneur en calcium, les eaux de l'île d'Ouvéa sont nettement saumâtres

5.2. Qualité bactériologique

La faible densité de population sur la Grande-Terre diminue les risques de pollution. Des contrôles réguliers, tant officiels que par les distributeurs n'ont pas fait apparaître des teneurs suspectes en microorganismes indésirables.

Un programme de contrôle systématique plus étendu que l'actuel et conforme aux recommandations de l'O M S est à l'étude pour l'ensemble du Territoire.

5.3. Causes de pollution

Les risques de pollution chimique et bactériologique sont faibles sur la Grande-Terre étant donné la dispersion de la population. Seuls NOUMEA et ses environs sont relativement très peuplés mais l'eau alimentant la ville, provenant d'une région située loin de l'agglomération, les risques de contamination sont très réduits.

Il n'en est pas de même aux îles Loyauté qui ne sont alimentées que par des eaux souterraines assez mal protégées par un sol et un sous-sol perméables. La densité de la population est d'ailleurs de deux à cinq fois supérieure à celle de la Grande-Terre.

6. Démographie

6.1. Répartition des populations en milieu urbain et rural. Genre de vie

La population totale de la Nouvelle-Calédonie était de 139 600 habitants en 1980 comprenant 35,6 % d'européens, 43,4 % de mélanésiens autochtones et 21 % d'étrangers non-européens.

La répartition est fort hétérogène (voir tableau I). La nature du relief et l'existence de petites plaines en bordure de mer ont incité les indigènes à s'établir sur la bande côtière. Peu sont remontés vers l'intérieur.

Tableau I
avec carte
des
communes

Les Européens se trouvent pour une bonne part à NOUMEA où ils représentent environ le tiers de la population et les mélanésiens un peu moins de la moitié, le reste comprenant les étrangers non-européens (Indonésiens, Tahitiens, Wallisiens, Vietnamiens). En 1970 27 % de la population européenne se trouvait sur la côte Ouest et 12 % sur la côte Est.

Les indigènes ont conservé leur ancien mode de vie en milieu rural. Ils habitent des villages traditionnels ou "tribus" dont les cases sont le plus souvent en bois, recouvertes de lianes et de feuilles.

Les européens en milieu rural habitent soit des fermes isolées, soit des maisons campagnardes en dur groupées dans des villages de taille modeste.

6.2. Besoins en eau à satisfaire pour ces populations

On admet, en général, qu'une consommation de 150 litres par habitant et par jour est la moyenne la plus habituelle en Europe et correspond à un genre de vie satisfaisant tant du point de vue de l'hygiène que du confort. Il ne fait pas de doute que ce chiffre devrait être révisé en fonction des besoins accrus consécutifs à l'élévation générale du niveau de vie. Un chiffre de 250 l/hab/j paraît actuellement plus proche de la réalité.

L'observation a montré qu'en Nouvelle-Calédonie et plus généralement dans toute l'Océanie, c'est ce dernier chiffre qu'il faut prendre en considération dans le calcul des installations d'adduction et de distribution d'eau potable et, surtout s'il faut irriguer des cultures, il est prudent de doubler ce chiffre.

Il faut cependant remarquer que dans les îles la faiblesse de l'entretien et l'usage des installations privées contribuent pour une bonne part à gaspiller l'eau distribuée.

De fait la consommation d'eau potable peut varier de 1 à 3 d'un abonné à l'autre, et, plus parfois, entre la saison des pluies et la saison sèche. C'est, bien entendu, en saison chaude que les ressources sont les plus faibles.

7. Techniques d'épuration

7.1. Coagulation, décantation, filtration

Seule la ville de NOUMEA possède une installation de traitement d'eau de surface. La rivière Dumbéa a été barrée en 1952-1953 par un barrage-voûte de 25 m de haut créant une retenue de 400 000 m³ environ. Des conduites posées en 1970 amènent l'eau à l'usine de traitement du Mont Té puis aux réservoirs. Cette eau est désinfectée au chlore gazeux avant distribution.

7.2. Désinfection

Se basant sur les résultats d'analyses bactériologiques qu'elle a fait effectuer, notre société est intervenue auprès des Services de la Santé et du Génie Rural pour qu'on dote désormais systématiquement tous les réseaux de distribution de dispositifs efficaces de désinfection des eaux de consommation.

7.3. Procédés spéciaux (distillation, osmose inverse, congélation, etc...)

Lorsque les ressources en eau douce sont inexistantes ou insuffisantes, il est nécessaire de faire appel à des unités de dessalement d'eau de mer ou d'eau saumâtre.

Deux types d'appareils sont actuellement utilisés simultanément sur l'île d'Ouvéa où une telle insuffisance se fait sentir :

- les distillateurs solaires qui utilisent directement l'énergie calorifique du soleil grâce à des panneaux absorbeurs. On peut ainsi obtenir quelques litres d'eau douce par jour et par m² de panneaux. Ces dispositifs n'exigent pas un apport d'énergie autre que le solaire.;
- les osmoseurs, dont le principe consiste à appliquer à une solution aqueuse de sels, retenue par une membrane semi-perméable, une pression supérieure à la pression osmotique de cette solution. Dans ces conditions, seule l'eau pure traverse la membrane qui retient les sels.

Fig.5
Principe de
l'osmose
inverse

Ce procédé présente l'avantage sur le précédent de fournir des débits unitaires plus importants (plusieurs dizaines de m³/j), mais il nécessite le recours à une énergie primaire fossile et demande à être conduit et entretenu par un personnel qualifié.

8. Moyens de distribution

8.1. Distribution sur la Grande-Terre

L'ensemble des réseaux fait généralement appel à des moyens classiques, à savoir : stations de pompage, barrages en béton armé pour la création de retenues sur les cours d'eau, emmagasinement dans des réservoirs en béton armé ou en acier galvanisé.

On trouvera ci-dessous quelques données relatives aux canalisations utilisées dans les communes de Noumé, Païta et Koumac, ainsi qu'aux installations d'exhaure.

Commune de Nouméa

- Capacité de la réserve du barrage de la Dumbéa : 650 000 m³
- Station de pompage de Dumbéa : 5 forages exploités à 850 m³/h
- Production journalière : 33 000 m³/j en saison fraîche
42 000 m³/j en été
dont 2 500 m³/j pour la Société LE NICKEL
- Nombre d'abonnés recensés : 14 000 (26.04.82)
- Longueur totale des canalisations
de diamètre 400 à 1 000 mm pour
l'adduction au Mont Té
en mètres : 68 487

- Longueur totale des adductions aux réservoirs
diamètre 150 à 600 mm
en mètres : 21 665
- Longueur totale des canalisations de distribution
diamètre 60 à 400 mm
en mètres : 215 000

	<u>Commune</u>	<u>Mont-Dore</u>	<u>Païta</u>	<u>Koumaci</u>
- Canalisations en fonte Longueur en m				
• 50 mm à 200 mm		51 889	21 827	7 650
• 250 mm		10 750	-	-
• 300 mm		-	1 350	-
- Canalisations en acier Longueur en m				
• 100 mm		-	270	2 590
• 150 mm à 200 mm		-	4 766	-
- Canalisations en amiante ciment Longueur en m				
• 80 à 150 mm		-	2 400	-
- Canalisations en PVC Longueur en m				
• 25 à 63 mm		14 899	5 534	340
• 75 à 160 mm		44 606	29 107	-
• 200 mm		535	-	-
- Canalisations en acier galvanisé				
• 3/4" à 2"		38 270	8 115	11 060
• 2" 1/2 à 3"		4 382	-	890
• 4"		-	-	-
Total		165 331	73 369	22 530

<u>Commune</u>	<u>Débit des pompes</u> <u>en m³/h</u>	<u>Hauteur manométrique</u> <u>en m</u>	<u>Puissance</u> <u>installée en</u> <u>kW</u>
<u>Païta</u>			
- Surpresseur de Païta	54	70	18,5
- Forages de Tontouta	2 x 95	84	2 x 29,5
<u>Mont-Dore</u>			
- Surpresseur	65	28	7,5
<u>Koumac</u>			
- Forages	100	86	37
	2 x 40	70	12

Des données concernant l'évolution du nombre d'abonnés et des volumes annuels fournis au réseau sont fournies au tableau II.

8.2. Distribution dans les îles Loyauté

Aux îles Loyauté, de façon à alimenter le plus rapidement possible la plus grande partie de la population, la mise en place des réseaux se fait progressivement et comprend trois phases :

- 1°) Installation des engins d'exhaure, des conduites de refoulement et des réservoirs.
- 2°) Réalisation des réseaux de distribution avec bornes-fontaines et quelques branchements particuliers.
- 3°) Mise en place de l'ensemble des branchements particuliers.

8.3. Pompage solaire

Dans certains cas, il peut être fait appel à du matériel de pompage solaire, notamment en ce qui concerne l'alimentation de certains villages et tribus isolés.

Citons, à titre d'exemple, une installation de pompage solaire mise en place par UNELCO dans l'île d'Ouvéa (Iles Loyauté).

Cette pompe est susceptible de refouler un débit de 3 m³/j à 10 m HMT pour une puissance moteur de 80 W. Dans les conditions moyennes d'ensoleillement de l'île, il faut une puissance crête de panneaux de 100 W correspondant à une surface des cellules voltaïques de 1 m².

Si ce type de matériel s'adapte particulièrement bien à des débits et des pressions de l'ordre de ceux cités précédemment, il est possible, dans l'état actuel de la technologie, d'envisager des installations beaucoup plus puissantes de l'ordre de plusieurs centaines de Watts, dans la mesure où la mise en place d'une infrastructure électrique propre entraînerait un surcoût important par rapport à la solution solaire.

9. Structure juridique de l'industrie de l'eau en Nouvelle-Calédonie

A NOUMEA, la production, le traitement et la distribution sont du ressort du service des eaux municipal. La production et la distribution sont assurées par affermage dans les communes du Mont-Dore et de Païta et par une régie privée à Koumac.

Dans toutes les autres municipalités du Territoire, la municipalité assure elle-même le service public de l'eau.

10. Aspects financiers de l'industrie de l'eau

10.1. Investissements

Nous donnons ci-dessous quelques chiffres concernant trois communes du Sud et du Nord de la Grande-Terre exploitées par la Société UNELCO.

Montant des investissements par abonné au 31 Décembre 1981

<u>Commune</u>	<u>Nombre d'abonnés</u>	<u>Type du contrat</u>	<u>Montant total de l'investissement</u>	<u>Montant de l'investissement par abonné en F CFP</u>
Mont-Dore	2 859	affermage	523 007 106	182 933,5
Païta	996	affermage	82 870 716	83 203,5
Koumac	404	régie	régie	régie

Nota : Le C F P vaut 0,055 Franc Français.

10.2. Frais de production. Coût d'exploitation

Les frais de production sont très différents selon qu'il s'agit d'une installation de type gravitaire ou avec station de pompage. Les coûts d'exploitation des réseaux où l'on doit refouler l'eau sont élevés en raison du prix de l'énergie qui est presque toujours du fuel au départ (frais de transport et taxes d'importation).

Les frais d'entretien sont en général assez élevés pour la raison que la presque totalité du matériel d'exploitation et de remplacement doit être importée.

On trouvera, ci-dessous, quelques chiffres concernant les communes déjà citées et relatifs aux coûts d'exploitation.

Coûts d'exploitation par abonné pour l'année 1981

<u>Commune</u>	<u>Nombre d'abonnés</u>	<u>Coût total</u>	<u>Coût par abonné en F CFP</u>
Mont-Dore	2 859	28 547 244	9 985,0
Païta	996	12 299 515	12 349
Koumac	404	4 017 905	5 489

10.3. Tarification

La tarification en vigueur à NOUMEA, dans les exploitations gérées par UNELCO et dans les communes assurant elles-mêmes la gestion, est, en général, fixée comme suit :

- a) Taxe trimestrielle de location et d'entretien des compteurs, plus taxe trimestrielle d'entretien des branchements.
- b) Tarification progressive en fonction du volume consommé et forfait pour les 40 premiers m³.

Le tableau III résume cette tarification.

11. Iles Wallis et Futuna

Ces deux petits archipels : Wallis d'une part, Futuna et Alofi d'autre part, constituent un territoire d'outre-mer depuis le mois de Décembre 1959.

11.1. Géographie et géologie

Fig.6

Carte des
îles Wallis
et Futuna

Ces archipels sont situés dans le Pacifique central à 2 050 km environ au Nord-Est de la Nouvelle-Calédonie, par 14° Sud et 178° Ouest environ. 230 km seulement séparent l'archipel des Wallis de celui de Horne (Futuna et Alofi). Toutes ces îles sont volcaniques et offrent un relief appréciable, le point culminant se trouvant à 120 mètres environ au-dessus du niveau de la mer.

Le volcanisme, relativement récent (fin du tertiaire et début du quaternaire), est à faciès basaltique. Plusieurs des anciens cratères renferment de l'eau douce, dont certains sont très profonds (une centaine de mètres pour le lac Lalolalo).

Les terrains volcaniques de l'île ont été fortement fracturés par des phénomènes explosifs (intrusion de la mer dans les épanchements incandescents de basalte) du type Krakatoa. Les coulées anciennes sont très altérées et renferment avec les cinérites et les tufs une nappe phréatique alimentée par les précipitations.

11.2. Précipitations

La pluviométrie est plus élevée à Wallis et Futuna qu'en Nouvelle-Calédonie. Elle dépasse en moyenne 3 000 mm par an. Les pluies sont assez régulièrement réparties dans le temps et dans l'espace, à l'exception toutefois des cyclones

11.3. Ressources en eau. Qualité des eaux

En ce qui concerne l'île de FUTUNA, le réseau hydrographique existant assure des ressources de surfaces tout à fait satisfaisantes. A titre d'exemple, précisons que le cours d'eau principal a un débit voisin de 100 l/s à l'étiage.

L'île de Wallis, par contre, est totalement dépourvue de cours d'eau. Les eaux de pluie s'infiltrent immédiatement et flottent sur l'eau salée, constituant ainsi une lentille d'eau douce.

Le seul moyen d'utiliser cette réserve d'eau douce consiste à creuser des puits de diamètre et de profondeur convenables et de procéder à ces prélèvements de façon très prudente afin d'éviter l'intrusion d'eau salée dans les puits.

Il existe quatre stations de pompage à Wallis : Mua au Sud-Est, Holo au centre, Lcka-Hihifo au Nord-Est et Afala, près d'Holo, qui alimente l'ensemble des bâtiments administratifs du Territoire.

A part les forages qui alimentent ces stations, il existe une quinzaine de petits puits privés.

Les points d'affleurement de la nappe sont constitués par plusieurs des nombreux lacs de cratères qui parsèment l'île et par les sources qui s'écoulent dans la mer au niveau de la plate-forme corallienne. A titre d'exemple on peut noter que le lac Lalolalo représente à lui seul une réserve de 20 000 000 m³ d'eau douce.

La qualité des eaux de la nappe est, en général, très bonne. La dureté est comprise le plus souvent entre 2 et 5° fr sauf dans les zones coralliennes, près du littoral, où la présence abondante de CO₃Ca peut faire monter la dureté jusqu'à 25° fr. La teneur en ion Cl⁻ est presque toujours inférieure à 15 mg/l et n'atteint que rarement 50 mg/l. Ce résultat indique bien qu'il n'y a pas actuellement d'invasion de la nappe aquifère par les eaux marines. La teneur en ion CO₃H⁻ est comprise entre 15 et 40 mg/l. La température de l'eau dans les stations de pompage, puits, lacs et sources, se situe toujours entre 27 et 30°C.

Une stérilisation générale au chlore gazeux des eaux captées et distribuées est à l'étude et sera réalisée prochainement.

11.4. La lentille d'eau douce

Elle constitue le cas propre aux nappes phréatiques insulaires lorsque les îles sont de faible étendue.

Une étude détaillée a montré que lorsque les terrains aquifères sont suffisamment homogènes le toit de la nappe (surface supérieure) et l'interface eau douce-eau salée (base de la nappe d'eau douce) représentent des paraboloïdes de révolution plus ou moins réguliers. C'est ce qui a valu à ces formations le nom de lentilles.

L'étude de la lentille de Wallis a été entreprise par UNELCO et la Société ARLAB à l'initiative du Génie Rural. Cette étude a permis de préciser, avec l'étendue des réserves aquifères disponibles, le meilleur mode d'exploitation grâce à une modélisation mathématique.

Fig. 7
ma de
eipe de
lentille
douce

Une loi dite de Ghyben-Herzberg montre que les épaisseurs de la lentille de part et d'autre du niveau de la mer sont dans un rapport ne dépendant que des masses volumiques de l'eau douce et de l'eau salée ; ce rapport est égal à 27 dans l'Océan Pacifique. Dans ces conditions, si l'on explore convenablement la nappe par des piézomètres judicieusement placés, on peut obtenir de bonnes valeurs qui permettront une exploitation rationnelle de l'aquifère.

En temps normal, c'est-à-dire en l'absence d'exploitation, l'équilibre s'établit comme suit :

Débit des résurgences = débit de l'eau infiltrée dans l'aquifère.

Toute modification des précipitations aura donc une répercussion plus ou moins rapide sur l'épaisseur de la lentille.

Lorsqu'on exploite la nappe aquifère, un nouvel équilibre s'établit :
Débit des résurgences + débit pompé = débit de l'eau infiltrée dans l'aquifère.

Si le débit pompe augmente, le volume de la lentille diminue et l'on provoque une remontée de l'interface eau salée-eau douce avec risque d'intrusion d'eau salée dans les puits.

De plus, le toit de la lentille subit, lors des pompages, un rabattement dépendant de la transmissivité et du coefficient d'emménagement des terrains contenant la nappe.

La remontée R de l'interface est donnée par :

$$R = 27r \quad (\text{pour l'Océan Pacifique})$$

r étant le rabattement.

Enfin si les terrains du rivage sont suffisamment perméables, la lentille peut éprouver un battement consécutif aux mouvements de la marée.

Des études approfondies seront donc toujours nécessaires avant toute exploitation d'un aquifère insulaire pour préciser :

- la profondeur du toit de la nappe et sa réaction aux précipitations
- l'influence des marées
- la variation de la salinité en fonction de la profondeur des captages

auxquelles il sera indispensable d'ajouter des essais de pompage prolongés avant toute mise en exploitation.

11.5. Démographie

Les archipels Wallis et Horne sont très peuplés. On compte 5 400 habitants à Wallis, sur 275 km². La densité de population est donc de près de 20 au km². A Futuna et Alofi, il y a 3 000 habitants sur 95 km², soit près de 32 au km².

11.6. Techniques d'épuration et distribution

Comme on vient de le voir, les eaux distribuées à Wallis sont uniquement d'origine souterraine. La nature des terrains aquifères et le genre de vie des habitants ne font pas craindre de pollutions dans l'immédiat. L'eau pompée est donc utilisée telle quelle, mais l'on s'apprête à installer des dispositifs de stérilisation au chlore gazeux sur l'ensemble du réseau.

Les réseaux de distribution, comme les stations de pompage, font appel à un matériel tout à fait classique, tel qu'on l'utilise en Europe.

Voici quelques renseignements concernant l'affermage de l'eau dans l'île de Wallis :

<u>Station</u>	<u>Débit</u> <u>en m³/h</u>	<u>Hauteur manométrique</u> <u>en m HMT</u>	<u>Puissance installée</u> <u>en kW</u>
Pompage Holo	30	100	12,5
forages	30	100	11,0
Pompage Hihifo-Loka	2 x 13,5	82	5,5
forages			
Pompage Mua	2 x 18	94	7,5
forages			
Pompage Afala			
forage	13	40	3,7
Station de refoulement de Afala	2 x 10	148	9,0

Les canalisations de ces différentes adductions entièrement en PVC totalisaient 18 491 mètres à fin 1981 allant des diamètres 160 mm à 53 mm.

Il ne peut y avoir d'adduction par gravité à Wallis à partir de captages en rivière, ce qui sera par contre utilisé pour le réseau de Futuna dont la réalisation est en cours.

Des données concernant l'évolution du nombre d'abonnés et du volume annuel fourni au réseau à Wallis sont mentionnées au tableau II.

11.7. Dépenses d'exploitation. Tarification

Les frais d'exploitation sont élevés pour les mêmes raisons qu'en Nouvelle-Calédonie, et d'autant plus que l'ensemble du réseau est alimenté par pompes.

Le système de tarification appliqué dans l'archipel Wallis est le même qu'en Nouvelle-Calédonie, c'est-à-dire une tarification progressive en fonction des volumes consommés avec une première tranche forfaitaire pour les premiers 50 m3 trimestriels.

On trouvera ci-dessous quelques chiffres concernant les coûts d'exploitation par abonné pour l'année 1981 :

<u>Affermage de Wallis</u>	<u>Nombre d'abonnés</u>	<u>Coût total en F CFP</u>	<u>Coût par abonné en F CFP</u>
	732	4 017 905	5 489

11.8. Nature juridique du producteur et du distributeur

La gestion du réseau d'eau potable de Wallis est confiée par affermage à une société privée qui a la charge de son entretien et de la perception des redevances. Mais le réseau reste la propriété du Territoire.

12. Conclusions

Comme nous avons tenté de le faire ressortir dans cet exposé, la distribution de l'eau potable dans les îles de l'Océanie que nous avons étudiées ne pose, en général, pas de problème nouveau, ni sur le plan technique, ni sur celui de la qualité de l'eau.

La principale difficulté réside dans l'obtention de ressources suffisantes, en raison du caractère insulaire de ces territoires.

Dans certains cas, il est indispensable de faire appel à des techniques évoluées (distillation solaire, osmose inverse, etc...), dont l'application ne peut se faire qu'après une étude approfondie des ressources et des besoins.

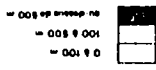
Seuls des spécialistes connaissant parfaitement le contexte particulier des îles à l'instar d'UNELCO, peuvent se lancer dans ces nouvelles applications.

En ce qui concerne l'aspect financier de la distribution de l'eau potable dans les îles de l'Océanie, et notamment en ce qui touche au montant des redevances, on notera que dans ce domaine aussi la vision paradisiaque que l'on accole volontiers à ces territoires lointains doit être tempérée. En effet, les conditions particulières aux îles et spécialement aux petites, fait que le prix de l'eau de qualité ne peut être que plus élevé comparé à celui pratiqué sur les continents.

ILE DES PINS
(AKIWI)

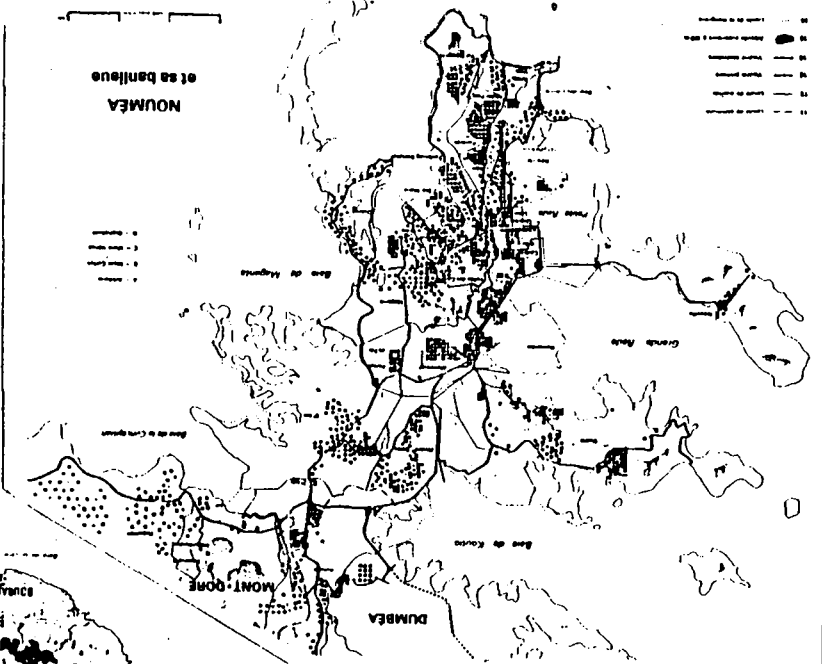
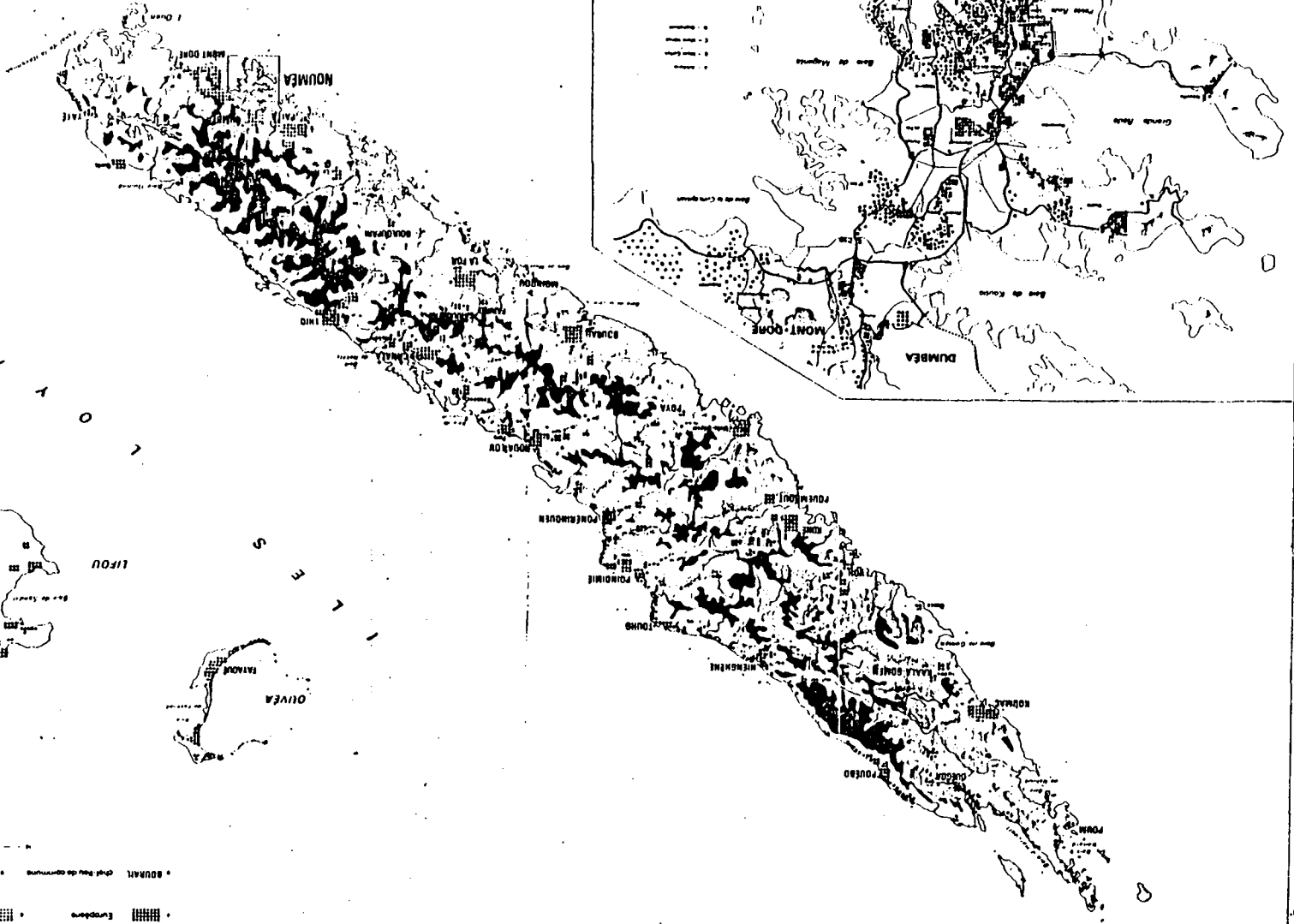
FIGURE 1

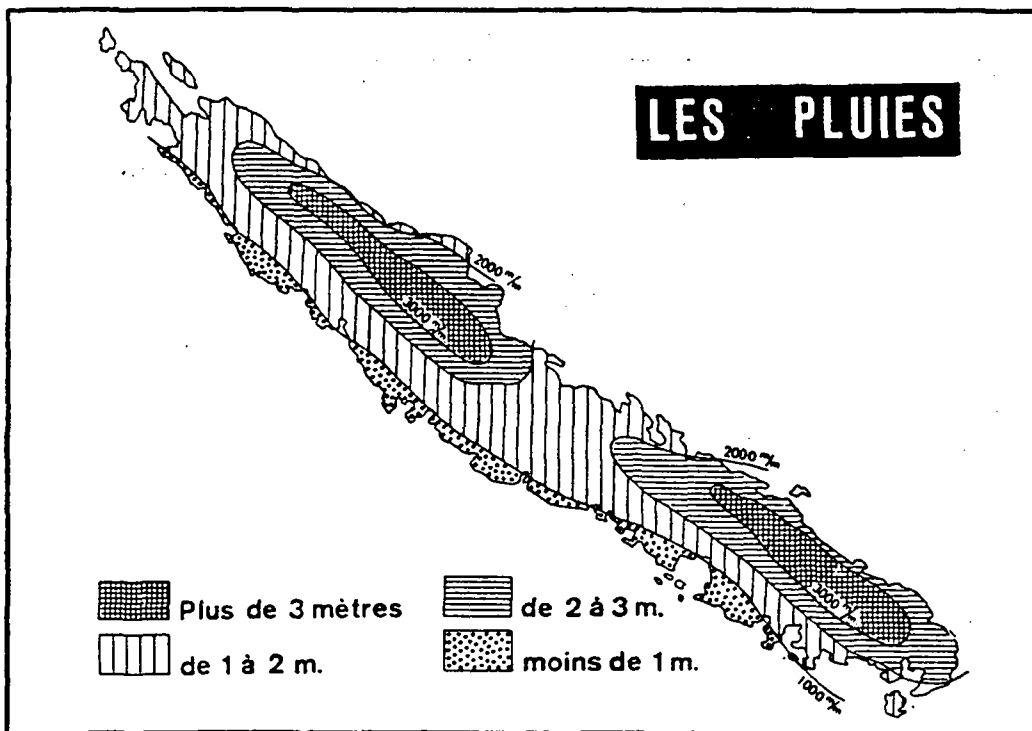
MARÉ
LIFOU
OLIVEA



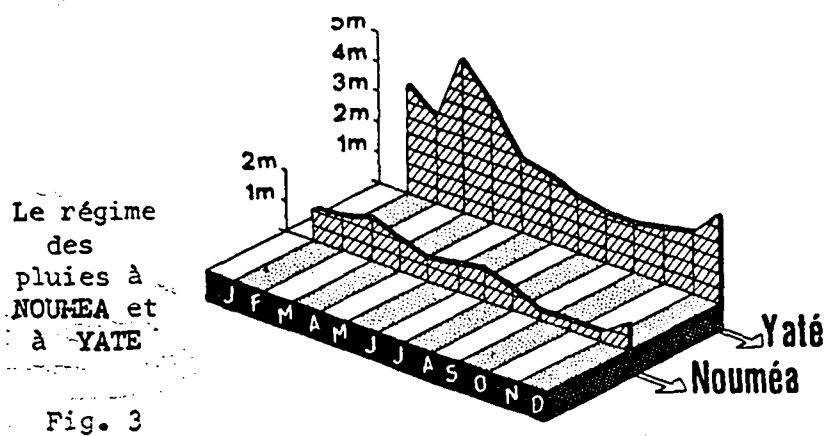
- BOUARI
- chef-lieu de commune
- autres centres urbains
- Villages
- Routes (Asphaltes et Divers)
- Matorrans
- Forêts
- 10 habitans
- 50 habitans
- 100 habitans
- 500 habitans
- 1000 habitans
- 5000 habitans
- 10000 habitans
- 50000 habitans
- 100000 habitans
- 500000 habitans
- 1000000 habitans

Projet de loi n° 107





● Fig. 2 — Carte des pluies.



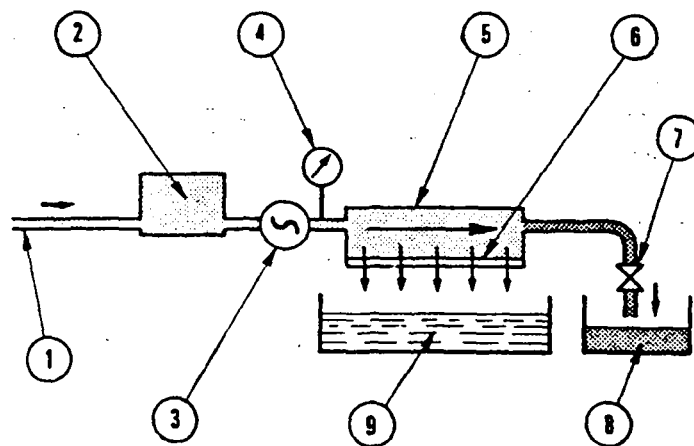
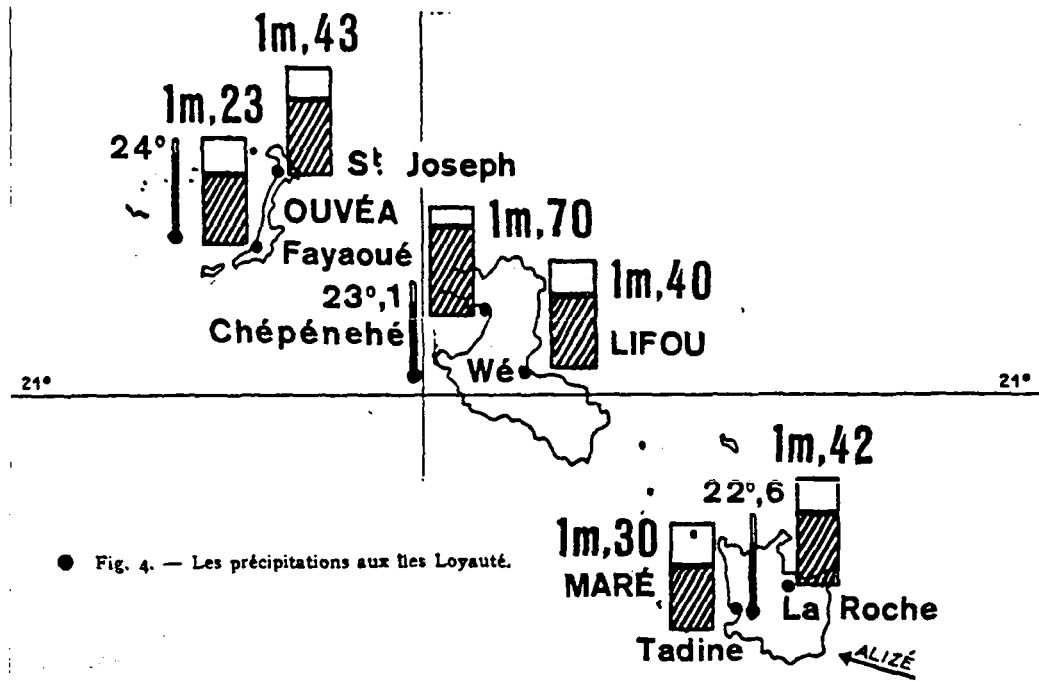
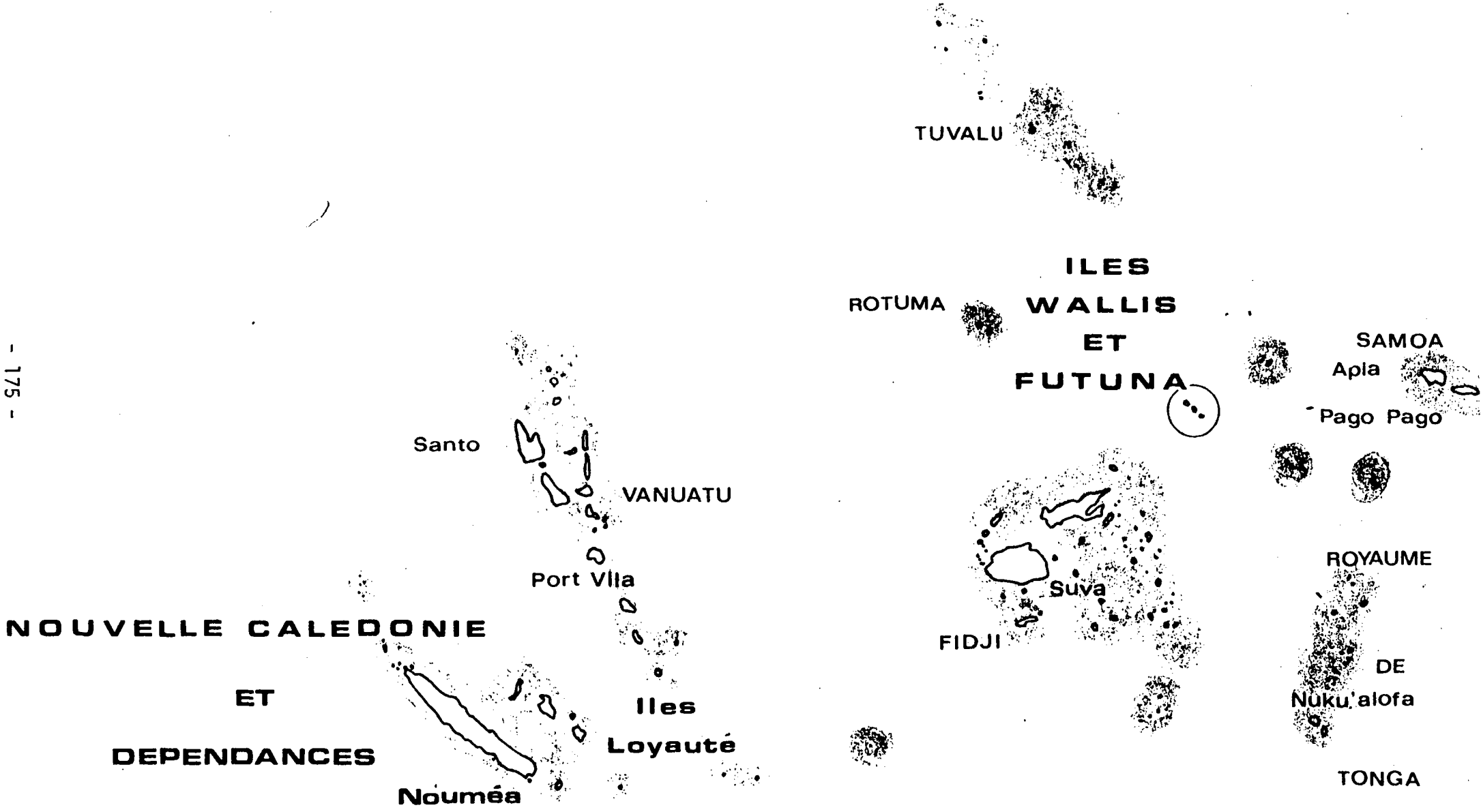


Fig 5 — Osmose inverse. Schéma de principe.

- | | |
|--------------------------|------------------------|
| 1 - Eau à traiter. | 6 - Membrane. |
| 2 - Prétraitement. | 7 - Vanne de réglage. |
| 3 - Pompe. | 8 - Solution enrichie. |
| 4 - Manomètre. | 9 - Eau pure. |
| 5 - Support de membrane. | |

Les membranes les plus utilisées sont réalisées en acétate de cellulose spécialement traité. Elles permettent d'obtenir à partir d'eau de mer de l'eau ne contenant plus que 1 à 2 % de la salinité initiale, sous des débits de 150 à 200 l par jour et par m² soumis à une pression d'environ 70 bars. Le débit de ces membranes est pratiquement proportionnel à la différence entre pression appliquée et pression osmotique.

- 175 -



ILES WALLIS ET FUTUNA

J N E L C O
 S. CHRY GALLIE 87 12 (L'ANNÉE) 77 35 38

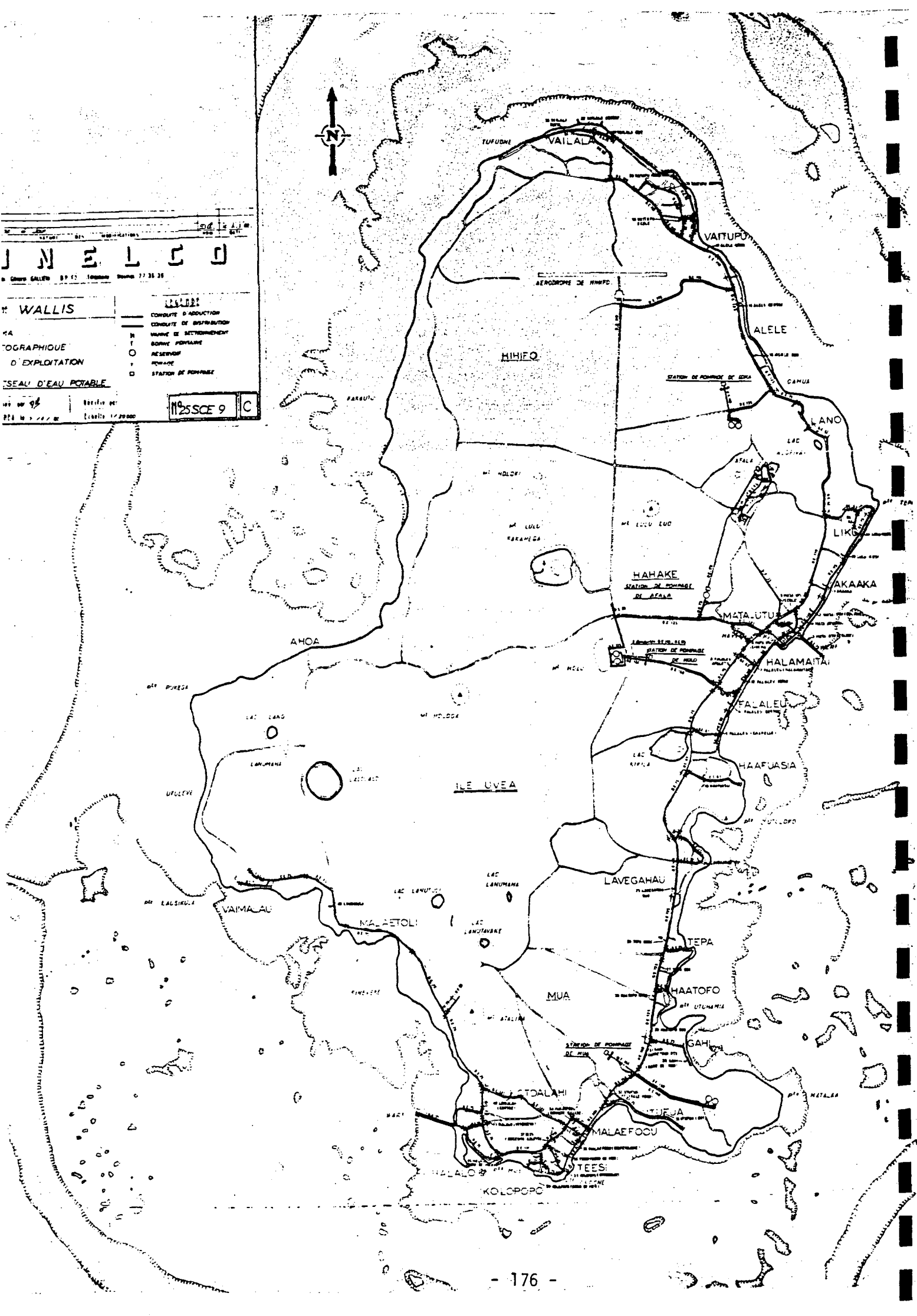
WALLIS

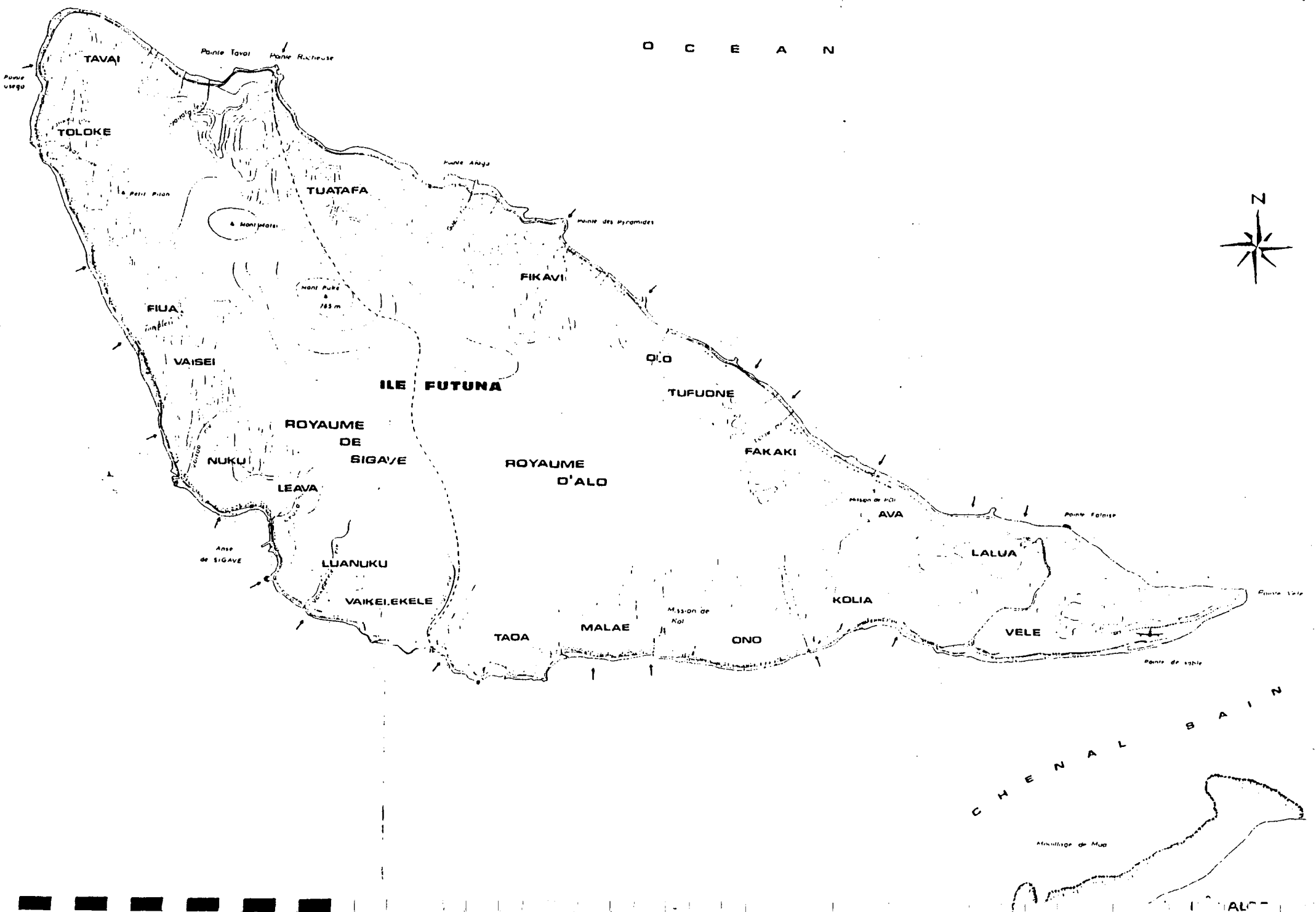
TOPOGRAPHIQUE
 D'EXPLOITATION

SEAU D'EAU POTABLE

Échelle 1:20000

1125SCE 9 C





SCHEMA DE PRINCIPE

DEFORMATION DE LA SURFACE DE SEPARATION

DE LA LENTILLE D'EAU DOUCE : DES EAUX DOUCE ET SALEE EN POMPAGE

N_s : Niveau statique
 N_p : Niveau dynamique
 h : $27 N_s$
 r : $N_s - N_p$
 R : $h - h'$

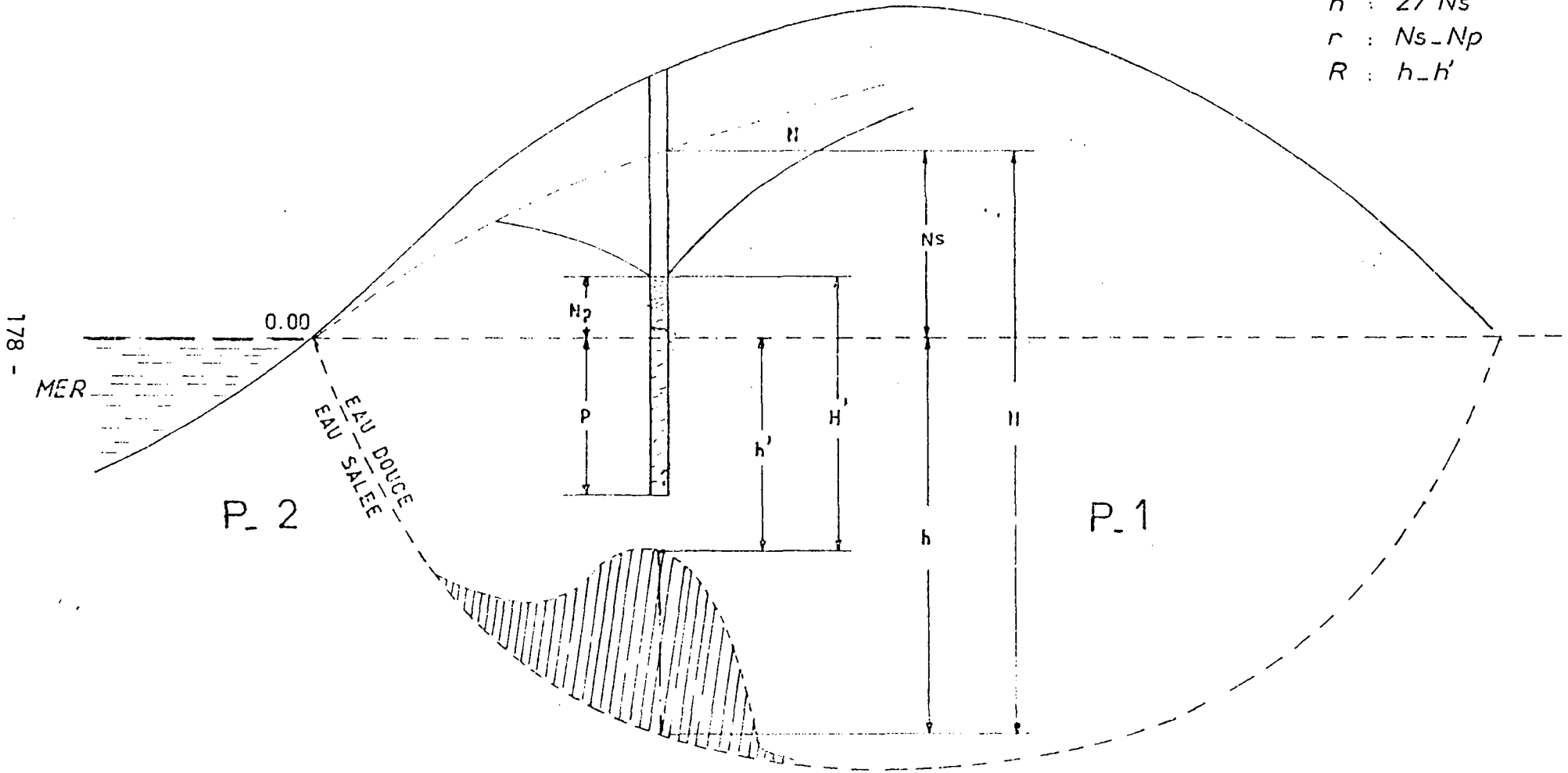


Tableau I

Distribution d'eau potable dans les communes de la Nouvelle-Calédonie
et des îles voisines

Subdi- -vision	Commune	Superficie en km ²	Nombre d' habitants en 1979	Taux de mélané- -siens	Remarques sur la distribution de l'eau potable
Grand Nouméa	Nouméa Mont Dore Dumbéa	Aucun ren- -seignement à ce propos pour ces trois communes.	76205	46,3	Entièrement desservie. Captage dans la Dumbéa et traitement complet à l'usine d'Ile de Tlé. Production : 20000 m ³ /jour
		Boulouparis	902	972	41,0
Sud	Canala Farino Moindou	312	4265	78,0	Entièrement desservie
		48	194	5,7	Eau potable dans le village
		348	408	58,3	Construction d'un réseau de distribution pour l'alimen- -tation de la totalité de la commune
	La Foa Païta	515	2158	33,2	Entièrement desservie
		692	3775	26,1	Entièrement desservie. Réfec- -tion des installations en cours
	Sarraméa	114	377	82,9	Alimentation insuffisante. Programme d'adduction à l'é- -tude par le Génie rural
	Thio	1002	3204	46,7	Village et tribus alimentés en eau potable
	Yaté	1395	1477	83,0	Entièrement alimentée en eau potable
Ile des Pins (Nunié)	1216	152	90,3	Alimentation par sources. Projet d'extension du réseau	
Ouest	Bourail	832	3335	31,8	Alimentation par le barrage de la Dacuz. Pénurie en temps de sécheresse. Alimentation prévue en 1984
	Kaala-Gomen	926	1436	69,1	Entièrement alimentée en eau potable
	Honé	383	2667	64,4	Entièrement alimentée en eau potable
	Noumac	686	1826	31,3	Entièrement alimentée en eau potable
	Ouegoua	606	1646	68,1	Station de pompage à Boude. Distribution à Ouegoua et Tisiri. Problèmes de distrib. Equipement convenable. Problè- -mes pour l'irrigation.
	Pouembout	382	778	41,0	Entièrement alimentée. Réfec- -tion des conduites en cours
	Poum	432	834	95,0	Entièrement alimentée en eau potable
	Pôya	1205	3147	44,0	Entièrement alimentée en eau potable
	Voh	732	1728	60,0	6 captages et 3 stations de pompage. Bonne alimentation en eau potable
	Belep	67	681	99,1	Pas de renseignements. Absence raisonnable d'une adduction d'eau potable

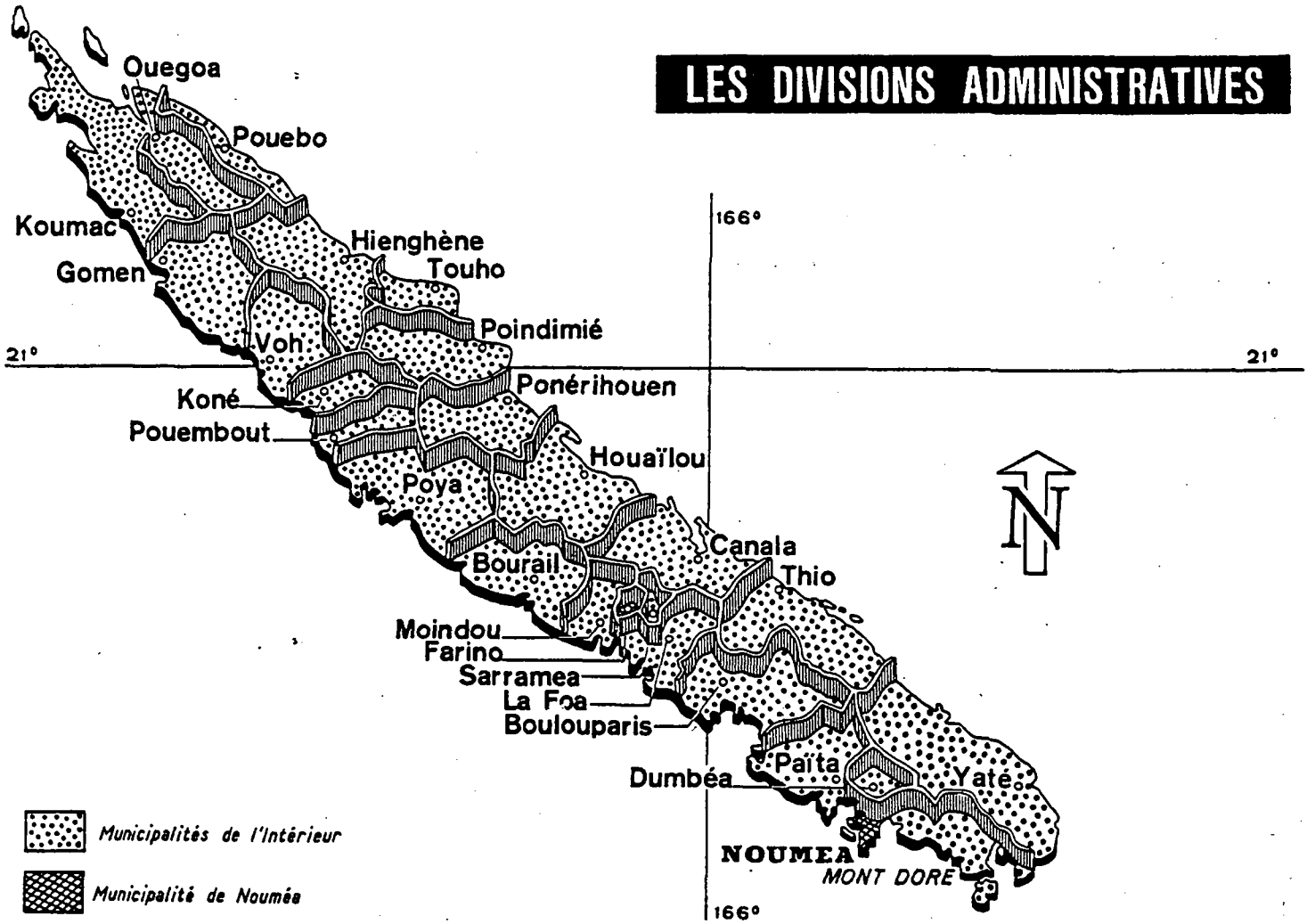
Distribution d'eau potable dans les communes de la Nouvelle-Calédonie
et des îles voisines (suite et fin)

Subdi- -vision	Commune	Superfi- -cie en km ²	Nombre d' habitants en 1979	Age de mélané- -siens	Remarques sur la distribut de l'eau potable
Est	Mienghene	962	2087	82,7	Alimentation complète de la commune en eau potable en 1982
	Houailou	986	4165	72,3	89% de la commune sont alim- -tés en eau potable. Projet d' extension du réseau
	Poindimié	759	3210	76,3	Entièrement desservie en eau potable. Rénovation du réseau en 1979-1980
	Ponérihouen	669	2210	84,7	Presque entièrement alimentée en eau potable. Renforcement du réseau à l'étude
	Pouébo	297	1934	89,0	Entièrement alimentée en eau potable dès la fin de 1981
	Touho	230	1774	77,9	86% de la population sont de- -servis par le réseau d'eau potable. Il reste 4 tribus à équiper
Iles Loyauté	Lifou	1196	8209	99,1	Distribution générale en cours de réalisation. Sera terminée à fin 1981
	Maré	642	4628	99,2	Distribution générale en cours de réalisation. Sera terminée à fin 1981
	Ouvéa	132	3012	97,6	Distribution générale en cours de réalisation. Sera terminée à fin 1981
Total		19103 (1)	142682		

(1) Y compris les îles Muon, Surprise, Tiga, Walpole et Chesterfield
200 personnes environ vivent à Tiga

- CARTE DES COMMUNES -

LES DIVISIONS ADMINISTRATIVES



EVOLUTION DU NOMBRE D'ABONNES : NOUMEA - MONT-DORE - PAITA - KOUMAC - WALLIS (au 1er Janvier)

Année	1974	1975	1976	1977	1978	1979	1980	1981	1982
NOUMEA	13 160	13 440	13 640	13 840	14 040	14 250	14 450	14 820	-
MONT-DORE	-	2 190	2 200	2 500	2 500	2 650	2 690	2 750	2 850
PAITA	-	-	-	-	-	-	1 000	990	1 000
KOUMAC	-	-	-	340	350	410	375	375	400
WALLIS	-	-	-	50	165	260	410	600	840

EVOLUTION DU VOLUME ANNUEL FOURNI AU RESEAU : NOUMEA - MONT-DORE - PAITA - KOUMAC - WALLIS
(milliers de m3)

Année	1974	1975	1976	1977	1978	1979	1980	1981	1982
NOUMEA	12 792	12 903	13 015	13 127	13 139	13 251	13 462	13 753	-
MONT-DORE	-	-	-	1 673	1 645	1 597	1 695	1 672	-
PAITA	-	-	-	-	-	-	686	771	-
KOUMAC	-	-	-	343	350	320	335	326	-
WALLIS	-	-	-	113	152	260	338	393	-

PRIX DE L'EAU 1er SEMESTRE 1982

DISTRIBUTIONS UNELCO		Forfait	Trimestriel	1ère Tranche		2ème Tranche		3ème Tranche		SURPRIX	TAXES TRIMESTRIELLES
		m3	Prix forfaitaire	m3	Prix unitaire	m3	Prix unitaire	m3	Prix unitaire		
DEP. DU MONT-DORE (T)	Tarif Général	40	795	41 à 100	24,30	101 à 200	28,71	au-delà de 200	30,92	1 F par m3	- Location et entretien des compteurs Ø 15 à 100 mm 144 à 1 193 F
	Affermage Bâtim. Comm.	40	716	41 à 100	21,87	101 à 200	25,84	au-delà de 200	27,83	1 F par m3	- Entretien des branchements Ø 20 à 110 mm 72 à 534 F
DEP. DE KOUAC (T)	Tarif Général	40	649	41 à 100	21,09	au-delà de 100	29,20	-	-	néant	- Location des compteurs Ø 15 à 150 mm 65 à 980 F
	Gas Sociaux	40	649	au-delà de 40	16,22	-	-	-	-	néant	- Entr. compteurs : néant - Entr. des branchements 40 à 80 F
	Réserve	60	649	au-delà de 60	16,22	-	-	-	-	néant	
DEP. DE PAITA (T) (Affermage)		40	836	41 à 100	25,55	101 à 200	30,18	au-delà de 200	32,51	1,50 F par m3 consommé au-delà du forfait	- Location et entretien des compteurs Ø 15 à 100 mm 151 à 1 254 F - Entretien des branchements Ø 20 à 50 mm : 71 à 235 F
AUTRES DISTRIBUTIONS											
REGIE DES EAUX DE NOUMEA (T)	Tarif Partic.	40	640	41 à 100	21	101 à 200	30	au-delà de 200	38	10 F par m3 consommé	- Location et entr. des compteurs Ø 15 à 150 mm : 90 à 3 390 F
	Tarif Administ.	40	512	41 à 100	16,80	101 à 200	24	au-delà de 200	30,4	10 F par m3 consommé	- Entretien des branchements 40 à 80 F
LA FOA		40	550	41 à 100	20	101 à 200	24	au-delà de 200	26	néant	250 F
BOURAIL		40	300	41 à 100	15,25	101 à 150	17,75	au-delà	21,50	néant	- Entretien et location * pour compteurs 3 m3 60 par trimestre * pour compteurs 5 m3 90 par trimestre

FIRST EXPERIENCES WITH A WOMEN-SPECIFIC PROJECT FOR THE WATER DECADE.

Samia Al Azhara Jahn, SUDAN.

Introduction.

In the Western World drinking water is taken as far as possible from ground water sources. If they are insufficient and it becomes necessary to use surface waters from rivers and lakes or even to re-cycle water used for industrial purposes, specialised engineers and chemists have to deal with the technical details of water treatment, which is then carried out by public water works. The quality standards are under the control of health authorities which are following recommendations issued by National Boards and the World Health Organisation. The main responsibility for water supply is given to men, and the main objective of modern conventional water treatment is to secure the health of the users.

The situation is quite different in rural Africa. There the women have the main responsibility for the water which is consumed by the family. In case the water source consists of surface water, women try in certain areas to draw the clearest and cleanest possible water for their drinking water supplies. This may mean additional long exhausting water trips or bold dangerous climbing to natural rock reservoirs where the rain water is kept clear whereas it might have become highly turbid in a natural or artificial basin at the foot of the rock. Other traditional practices to provide drinking water of better quality consist of simple treatments in the houses such as different methods of filtration, prolonged storage, water coagulation and attempts at disinfection (Jahn 1981). Where women already try to provide clearer and cleaner water without offensive smell and taste, their actions are stimulated mainly by aesthetic and religious considerations. The health aspects of a concern for better water quality are so far only understood by a few.

The present paper deals with a project in which scientifically revised traditional methods of water coagulation in the Northern Sudan are intended to be taught as an appropriate domestic self-help programme to rural women using water from rivers, irrigation canals, rain ponds and artificial rain water storage basins. This pilot project is supported by the German Agency for Technical Cooperation (GTZ).

Water coagulation technology adapted to village level.

To clarify Nile water to residual turbidities of 1-2 FTU throughout the year is not an easy task, no matter whether the raw water is very muddy or only of a milky opaque appearance. In the urban water works in Khartoum jar tests for the determination of the suitable alum concentration are therefore carried out almost daily. In villages where women presently practice traditional clarification during the flood season the results of their treatment are very different. If they are well experienced, their water can have residual turbidities of 5-10 FTU

or even less after 1 - 2 hours, whereas a less skilled woman might only obtain whitish turbid water of 100-200 FTU. In another house the improvement may be even less (Jahn 1977). During the dry season river waters with turbidities of 50-150 FTU are so far accepted fatalistically as "untreatable".

To optimise domestic rural water treatment both for the sake of a physico-chemical improvement which can be easily observed by the women and for a better removal of microorganisms, which might be pathogens, a simplified village jar test has been designed. The one litre beakers of the conventional test were replaced by small enamel buckets each filled with 4 litres of raw water. Dosing is carried out in terms of seeds to be powdered or spoons of crushed clay, and uniform slow stirring during flocculation is performed by hand and by pronouncing a suitable formula (cf. Jahn 1981, Chapter 7).

This method was well accepted and understood by three girls from Ahfad University College for Women in Omdurman and four female teachers (age 20-30 years) from Alti on the Blue Nile. The urban College girls for whom water purification was simply a new subject in their curriculum did not object when I taught them to stir the water in a clockwise direction. The rural teachers on the other hand wondered whether they could stir counter-clockwise. This was a valuable hint. Arabic is written from right to left, and in olden times the clocks in the Middle East actually rotated in reversed direction. Thus it was natural for these women to think that stirring during flocculation should be done counter-clockwise.

Both groups of women could perform village jar tests on their own as soon as they had seen a few demonstrations, but it was very difficult for them to utilise the results for the indication of the proper dose for a water jar with known capacity. This required calculations which were a hard problem for these young women, perhaps because of the lack of emphasis on practical application in their previous school education. More training and the provision of tables from which they can directly read the results will solve the problem. Rural "elite women" such as those teachers should carry out a "village jar test" once per week. The result should then be spread to all houses by aid of the school children or verbal messages. An advance for the most suitable "dose per jar" must be combined with a previous simple marking of the jar type concerning its capacity.

The success of domestic water treatments depends to a great extent also on proper kinetic adjustment of the methods. The time needed to obtain a residual turbidity of 5 FTU or less, which is perceived by the rural women as "perfectly clear water" can be 1 - 2 hrs. if turbid Nile water is clarified with a traditional plant flocculant such as the powdered seeds from the "clarifier tree" (*Moringa oleifera*). This requires that handstirring during flocculation was performed for 5 - 10 min. at a speed of 15 - 20 rpm. With much faster and irregular stirring the same clarification result may be first observed after 10 - 20 hrs., and if the coagulant-suspension is added to the raw water without agitation at all, it can take 4 - 8 hrs. before the water has reached this low turbidity. A suspension of fluvial clays with clarifying properties, called in Sudanese Arabic "rauwaq" (clarifier) should never be added under fast stirring and it does not improve turbidities < 200-250 FTU. No matter

whether the clays are then added with or without agitation the river water is either hardly affected, or its turbidity even increases to several times its original value (cf. Jahn 1981 and forthcoming).

Educated as well as illiterate women listened politely to advice on adequate stirring during water treatment. However they were obviously not convinced about this matter before I thought to demonstrate to them a simple experiment which they could assess after a quarter of an hour. This consisted of adding an optimum dose of alum to equal amounts of turbid water in three transparent water glasses. The first was left without agitation, the second stirred slowly and the third stirred very fast.

To remind the women about stirring during flocculation and to facilitate their efforts, we constructed an anchor-shaped stirrer which is mounted into a well-fitting jar cover and this tool can be manufactured from cheap local materials such as palm-leaves and bamboo or other types of branch-wood (Jahn and Omar 1982). It will be tested in the laboratory and the field during the coming months.

Among the traditional Sudanese plant flocculants, *Moringa oleifera* seeds are the most promising. However there are not enough trees at present. Last year another group of girls from Ahfad College had already started cultivation experiments from seeds and cuttings. Also the Federal Ministry for Economic Cooperation in Bonn granted us a special small fund for a tree nursery for women which is now under construction in the campus of the Forestry Research Station in Soba outside Khartoum. Short theoretical and practical courses shall be taught there to girls and women from the School for Gardening and Home Management in Khartoum and from the Teacher Training College in Omdurman. Those who will later work in rural areas where natural coagulants are needed are then supposed to teach the village women how to grow this useful tree in their own compound.

A further group of College students and two teachers for rural adult education classes with particular stress on practical training in home management have also already shared my efforts to establish supplementary programmes dealing with the manufacture of simple tools for the improvement of water hygiene and water storage (cf. Jahn 1981, Chapter 7) and the design of posters for accompanying education.

Conclusions.

The response of different types of Sudanese women to this women-specific Water Decade Project has been very promising so far. Yet it is necessary to examine critically the limits of the tasks which can be allotted to them with benefit. College girls from urban society can be valuable for small projects, but they are usually more interested in getting their diploma than in work which they are hardly allowed to continue in the future. The most useful teachers for rural water improvement projects are middle-aged women specialised in adult education and home management. However, if they live in the capital they can only teach in villages no further than 50 km and then only when transportation is easy. Rural "elite women" may feel their responsibility as backbones for water supply improvements but they get easily frustrated if the tasks designed for them are not easy and attractive enough. Without their reliable participation there is not much

hope for lasting effects on the methods of their less educated sisters in the community.

Fortunately we have been able to establish a small laboratory for studies on traditional water treatment in Soba and have started to collaborate with the Bacteriological Unit of the University Hospital there. Thus we will be able to compare optimum parameters for clarification of specific natural waters with optimum parameters for bacterial removal. If these determinations are related to seasonal fluctuations in raw water quality we could for example issue monthly coagulant dose ranges for any available local flocculant for Gezira villages on the Blue Nile or other areas with surface water difficulties in order to shorten and simplify the local tests even more. This would hopefully result in greater concern of the village women to participate in future programmes for safer and more aesthetically pleasing water in all households of the community.

REFERENCES.

JAHN, Samia Al Azharia: Traditional Methods of Water Purification in the Riverain Sudan in Relation to Geographic and Socio-Economic Conditions. Erdkunde (Bonn) 31 (1977) 120-130.

IBID.: Traditional Water Purification in Tropical Developing Countries - Existing Methods and Potential Application (Manual). Publication of the German Agency for Technical Cooperation (GTZ) No. 117, Eschborn 1981.

JAHN, Samia Al Azharia and OMAR, Abdallah Hussain: How to manufacture equipment for improved traditional water treatment and water storage from local materials. (To be published in 1982).

TRINIDAD'S WATER SUPPLY PROJECTS.

Fred E. Harem, Assistant Director, Water and Wastewater Engineering, CH2M Hill Corvallis, OR 97339, U.S.A.

Co-author: Edwin A. Jack.

SUMMARY

Until recently, the island of Trinidad W.I. has been plagued with severe water shortages, particularly during the later part of the dry season that extends from January to May. In order to correct these shortages and meet the needs of a growing population and rapidly developing industrial base, the newly independent government of Trinidad and Tobago formed the Water and Sewerage Authority (WASA) in 1965. During the past decade, WASA has been directing the design and construction of a large, integrated water system, the first phase of which will more than double the available water supply on the island of Trinidad. This program, now nearing completion, is based on the development of Trinidad's surface waters to supplement limited ground-water reserves.

The Caroni-Arena project is the cornerstone of this ambitious program. Pumped storage facility on a tributary of the Caroni River, the largest stream on the island, provides the project's water supply. A 273,000-m³/day (72-mgd) treatment plant provides sedimentation and flocculation, filtration using granular activated carbon, and sterilization using sodium hypochlorite. Finally, a transmission system consisting of 85 km (50 miles) of major diameter pipeline conveys the water through booster pumping stations to distribution reservoirs on the capital city, Port of Spain, and to the Pt. Lisas industrial complex and the City of San Fernando in southern Trinidad.

Other important projects in WASA's program include the North Oropuche and Northern Range Valleys projects. These projects were initiated to provide water that was needed before the larger Caroni-Arena project could be completed. The North Oropuche project includes a raw water pumping station, a treatment plant, two treated water service reservoirs, and a 30-km (18-mile) transmission pipeline. Four separate treatment plants make up the Northern Range Valleys projects. These small plants are "package" plants and together provide 28,500 m³/day (7.5 mgd) of treated water.

The program also involves instituting improved operation and maintenance procedures to ensure reliable performance. WASA's Training Centre staff and its expatriate consultants devised a comprehensive training program for administration and supervisory staff, and for plant operating personnel. In addition, they are continuing work on development of an effective preventive maintenance program.

The program has not been accomplished without difficulties, some of which were exacerbated by the fact that Trinidad does not have the technology and resources common to more developed areas. In the process, they have organized and developed a major engineering firm of nationals that has the capability of performing many of the country's ongoing projects in housing, transportation, and the environmental fields. Despite these problems, the water supply development program has been a success, and is a credit to the people and government of Trinidad and Tobago.

TRINIDAD'S WATER SUPPLY PROGRAM

Travelogues for the Republic of Trinidad and Tobago depict the rhythms of calypso and carnival, but much more important to the inhabitants of these two islands is the rapid pace of their nation's social and economic development. A reliable water supply is a critical factor in this development, not only to meet increased demands from new industries but also to accommodate increased agricultural production and a population expected to grow from 1 million in 1970 to almost 1.7 million in the year 2000.

Although rainfall is plentiful from June to December, the country's water systems have been plagued with both supply and transmission problems. In the past, demands have far exceeded supplies during the dry season, and localized shortages have been painfully evident.

In 1965, the water system on the island of Trinidad consisted of an uncoordinated arrangement of 66 separate supplies, some of which were small, isolated rural river intakes supplying less than 100,000 gpd. At that time, the maximum capacity of the country's supplies was about 305,000 m³/day (80 mgd), but reliable supplies were considerably less especially during the dry season. Treatment varied with water quality, but most supplies were simply chlorinated. Since many of the water systems depended on electric-powered pumps, severe shortages occurred whenever power outages lasted more than a few hours.

The capabilities of transmission systems has also varied. In 1974, a study showed that half of the island's population had water piped to their homes, 45 percent got their water from public standpipes, and the other 5 percent obtained their water in a variety of ways. People in the more remote areas relied on roof catchments or tank trucks for their supplies of potable water.

The same 1974 study estimated future demand and projected deficiencies of 245,000 m³/day (64 mgd) by 1985 and 490,000 m³/day (129 mgd) by the year 2000. These estimates, however, did not allow for future development of major industries, so the actual deficiency could be much greater if the water supply and arterial transmission systems were not expanded.

Ensuring a year-round water supply to all areas of the country is one of the primary objectives of the Water and Sewage Authority (WASA), which was formed in 1965. For more than 10 years, CH2M HILL, in

association with its local counterpart, Trintoplan Consultants, Ltd., has been helping WASA achieve this goal through design and construction of a large, integrated water system on the island of Trinidad (see Figure 1).

Traditionally, groundwater has been the primary water resource on Trinidad. Aquifers have been identified in all areas of the island, but only 205,000 m³/day (54 mgd) of an estimated capacity of 325,000 m³/day (86 mgd) is being used at the present time. As the 1974 study showed, even if the additional 120,000 m³/day (32 mgd) of groundwater were available, the country would still face a serious water shortage. In addition, the study reported salt water was intruding into some of the groundwater supplies in northern Trinidad because of overdraft, and high quality groundwater sources were becoming difficult to find.

Thus, WASA turned to the development of surface water resources, primarily the numerous small rivers that flow down from Trinidad's three mountain ranges: the Northern Range, the Central Range, and the low-lying Southern Range. Rainfall is heaviest in the Northern Range, exceeding 120 inches per year in the North Oropuche River watershed.

Before WASA began its program, the country's only sizeable surface water developments had been limited to the Quare River in the Northern Range, the Navet River in the Central Range, and the Hillsborough River on Tobago. Trinidad's largest river, the Caroni, was undeveloped as a water supply except for limited withdrawals for irrigation, industrial use, and gravel washing. Together, the surface water systems provided approximately 112,500 m³/day (30 mgd) with the dependable yield often considerably less.

After analyzing projected demands and available supplies, WASA adopted a comprehensive plan to provide water to the entire island of Trinidad. This program was a major undertaking for WASA, not only for construction of facilities but also for recruitment and training of personnel to supervise, operate, and maintain a sophisticated, integrated water supply system.

THE CARONI-ARENA PROJECT

The Caroni-Arena project is the cornerstone of this ambitious program. This completely new system is one of the largest and most complex waterworks projects undertaken in the Caribbean. When completed, the project will add 273,000 m³/day (72 mgd) to Trinidad's potable and industrial water supply. The project consists of three basic elements:

- o Pumped storage situated on the Arena River
- o A treatment plant on the Caroni River near Piarco International Airport

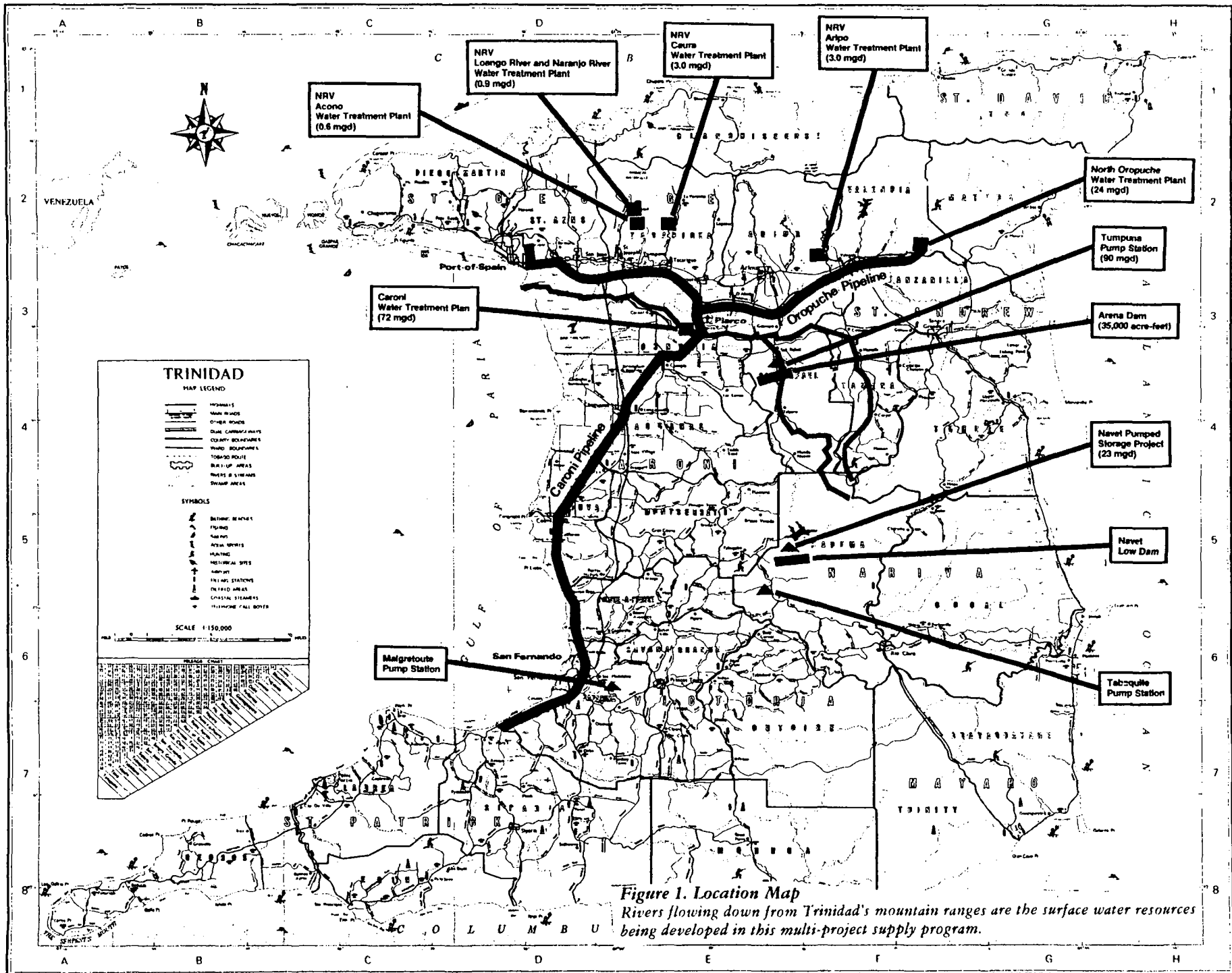


Figure 1. Location Map
Rivers flowing down from Trinidad's mountain ranges are the surface water resources being developed in this multi-project supply program.

- o Two arterial transmission pipeline systems--one taking water north to the capital city, Port of Spain, and the other going south to the Point Lisas industrial area and the City of San Fernando

The basic purpose of the project is to develop a reliable surface supply from the Caroni River system, the largest in Trinidad. The Caroni River, fed by tributaries flowing down from the Northern and Central Ranges, meanders west across flat terrain to discharge through the Caroni Swamp into the Gulf of Paria. Because of its shallow slope and development along its banks, the Caroni has no feasible dam sites. Thus, the water supply impoundment for the project was located in the Central Range on the Arena and Tumpuna Rivers, which feed into the Caroni.

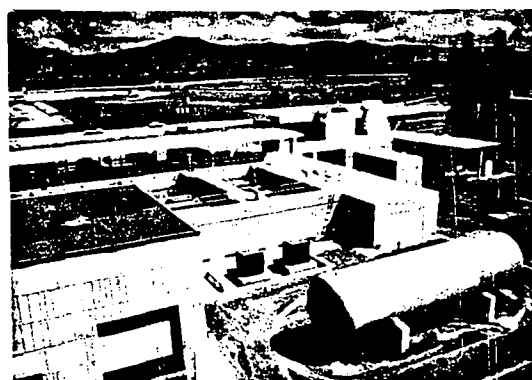
Caroni-Arena Water Supply

The project's major water supply structure is a 30-m (100-foot) high earthfill dam on the Arena River. Unfortunately, seismic and geotechnical considerations at the site complicated design and construction. The dam site is in an area with a high earthquake potential. In addition, the stiff fissured clays that were to be used for the earthfill section were found to be expansive when the overburden was removed, and the materials tended to disintegrate when exposed to the elements. These two factors dictated shallow 3:1 slopes for both upstream and downstream faces of the dam, and wide ballast-berms of even shallower slopes at the base. Instead of the local clays, the primary fill material was changed to sand from nearby pits--with a clay core and select-sand filter zone downstream from the core. When completed later this year, the Arena dam with its system of saddle dams around the reservoir perimeter will provide a total storage capacity of 42.2 million m³ (35,000 acre-feet).

The water supply system also includes a 340,000 m³/day (90 mgd) pumping station on the Tumpuna River. During high flows, water is pumped into the Arena reservoir from the Tumpuna River to supplement the natural inflow into the basin. During low flow, the stored water is released into the Tumpuna and allowed to flow naturally downstream via the Caroni River to the new treatment plant at Piarco Village.

Caroni Treatment Plant

The Caroni water treatment plant is the first landmark visitors see when entering Trinidad at Piarco International Airport (see Figure 2). The treatment plant has a capacity of 273,000 m³/day (72 mgd) and incorporates several unusual features to ensure the quality of the treated water and the availability of chemicals for treatment.



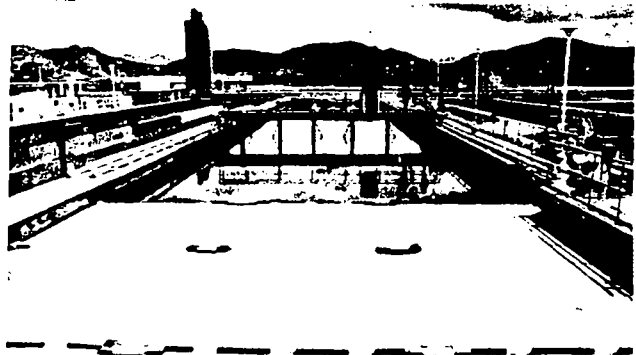
*Figure 2. Caroni Water Treatment Plant
This treatment facility is the mainstay of WASA's water supply program.*

Water in the river upstream from the plant is subject to high turbidities and contamination from agricultural, industrial, and domestic wastes. Thus, the treatment process is more complex than that needed to treat the island's other water supplies. Treatment processes at the plant consist of sedimentation and flocculation, filtration with granular activated carbon, and sterilization using sodium hypochlorite (see Figures 3 and 4).

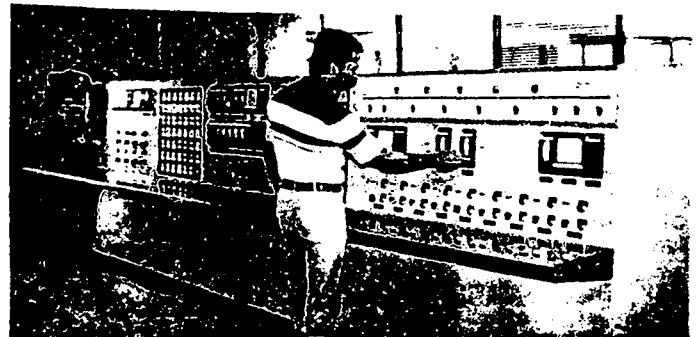
The latter two processes ensure a high quality potable water at all times and reduce the possibility of shutdown in the event of an unusual contaminant loading in the Caroni or a shortage of chemicals for treatment. To assure a reliable supply of disinfectant, sodium hypochlorite is produced at the plant through electrolysis of salt brine. Special facilities (see Figure 5) are also included to regenerate carbon for the filter beds, a process uncommon and usually unwarranted in North American water treatment plants. Since delivery times for necessary chemicals can be as long as 3 or 4 months, sufficient storage was included at the plant site to ensure a reliable supply for all chemical processes.

Transmission System

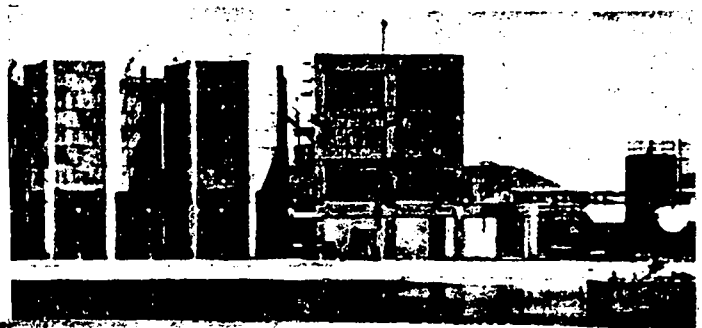
The project's arterial transmission and storage system includes 85 km (50 miles) of 750- to 1350-mm (30- to 54-inch) diameter pipeline, three booster pumping stations, and five service reservoirs (three circular prestressed concrete and two steel) with capacities of 22,700 to 45,400 m³ (6 to 12 million gallons). The system consists of two arterial pipelines: one extends north to Port of Spain and the other conveys water south to the Point Lisas industrial area and the city of San Fernando. The northern pipeline is complete and construction on the southern line will be complete later this fall.



*Figure 3. Treatment at the Caroni Plant
Turbidity drops dramatically as chemically treated water flows through these coagulation-sedimentation basins.*



*Figure 4. Control Console at the Caroni Plant
Filter controls at the plant are both automatic and remote manual.*



*Figure 5. Onsite Carbon Regeneration Complex
The silos storing granular activated carbon and the regeneration furnace shown in this photo are used to ensure a reliable supply of media for the plant's filter beds.*

Initially, WASA solicited tenders for prestressed concrete pipe that was to have been locally produced by a new plant erected specifically for the project. When local and expatriate firms were unable to satisfy the bidding requirements for local manufacture, the bidding was opened to foreign pipe manufacturers and construction contractors. A French firm is supplying the major pipeline materials, and a joint venture of Trinidadian contractors and a Dutch construction firm is installing the ductile iron arterial pipeline system.

Because the pipeline routes cross densely populated areas, construction has been a complicated process (see Figure 6). Narrow rights-of-way, weak soils, road and drainage-way crossings, intersections with underground utilities, and the need for internal thrust restraint for the large pipe are examples of some of the complications. In addition, problems with joints and appurtenances on the large pipes have been frequent, and an extraordinary number of main-line fittings and valve installations have had to be relaid.



Figure 6. Construction of the Caroni-Arena Transmission Pipeline System. The 85-km route of the arterial system traverses developed areas and intersects numerous roads, underground utilities, drainageways, and small streams. The photo shows crews installing pipe at a drainage undercrossing.

INTERIM PROJECTS

By the beginning of 1977, the government of Trinidad and Tobago was finishing plans for the construction of several industrial plants on the Point Lisas Industrial Estate, one of the largest port and industrial complexes in the Caribbean. A large fertilizer plant was already in operation, and an ammonia plant was close to completion. Future plans called for an iron and steel manufacturing plant, another fertilizer plant, a urea plant, and a methanol plant. In addition, there was a strong potential for the development of an aluminum smelter, and an LNG plant.

When it became apparent that, because of unforeseen delays and a 3-1/2-year construction schedule, the Caroni-Arena project would not be completed in time to supply the water needed by these industries, the government decided to proceed with two interim projects to develop water supplies in the Northern Range.

The North Oropuche project involved the construction of a raw water pumping station (see Figure 7), a 90,000 m³/day (24-mgd) treatment plant, two treated water service reservoirs, and a 1050-mm (42-inch) diameter transmission pipeline. Water from the North Oropuche is relatively clean, so the remote treatment plant provides for only chemical contact, sedimentation, filtration, and sterilization. Specifically, the plant's facilities include a contact basin where chemicals (chlorine, alum, fluoride, carbon, and liquid polymers) are added to the raw

water; buildings for chemical storage and handling, general storage, maintenance, a motor control center, control building and support facilities; dual media filters using sand and anthracite media, and two 22,700-m³ (6-million-gallon) steel reservoirs to store the treated water for meeting emergencies and variations in demand. Treated water from the plant flows through the 30-km (18-mile) ductile iron pipeline that joins the main arterial running west from the Caroni treatment plant towards Port of Spain. Eventually, the North Oropuche project will include the proposed Oropuche Dam, and the treatment plant will be expanded to treat an additional 180,000 m³/day (48 mgd).

The Northern Range Valleys project consists of four small treatment plants (Acono, Loango/Naranjo, Caura, and Aripo), named for the rivers they tap. These plants range in size from 2,300 to 11,500 m³/day (0.6 to 3.0 mgd) producing a total of 28,500 m³/day (7.5 mgd). Water for these plants comes from small streams and is subject to varying amounts of contamination. Since the plants are relatively small in size and the conventional processes of chemical contact, clarification, and filtration are similar, it was possible to use "package" units, which simplify operation and maintenance and allowed WASA to realize the economies of scale (see Figure 8).

Because of the need to develop these facilities quickly, a "fast-track" design and construction approach was adopted. All equipment and materials that would have long delivery times were identified and purchased. Construction work was divided into packages and design of the tender packages completed on a priority basis. These packages were kept to a size suitable for local contractors in an effort to encourage local involvement. Contracts were awarded as soon as designs

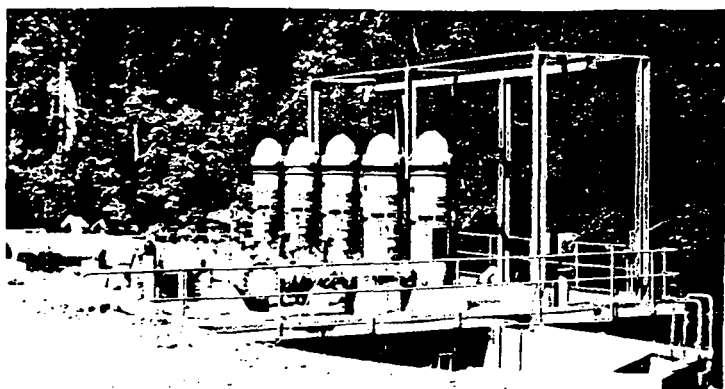


Figure 7. North Oropuche Facilities

This intake pumping station is a temporary structure and will be dismantled when the site is flooded by the North Oropuche Dam--planned for construction during the next decade.



Figure 8. ARIPO Water Treatment Plant

This plant is one of the small "package" plants constructed as part of the Northern Range Valleys interim project. This photo shows the sludge ponds, control building, clarifier, and filter tanks.

and contract documents were ready. Later, when it was found that overloaded local contractors were not able to perform the work on any reasonable schedule, smaller bid packages were combined to attract tenders from foreign construction firms.

The interim projects made it possible for WASA to supply critically needed water along the northern population corridor of Trinidad within a short time. The Caura water system began providing 11,500 m³/day (3 mgd) in May 1979, and the North Oropuche system provided a supply of 90,000 m³/day (24 mgd) that November, except during periods of very high turbidities or power outages.

SUPERVISORY SYSTEM

A supervisory control system links all the major elements of WASA's new and existing systems for monitoring and control. Data on reservoir levels, pumping station operation, transmission pipeline pressures and flows, releases from the Arena reservoir and outputs from the major treatment plants are transmitted to a central supervisory building at WASA headquarters in St. Joseph. The system uses a data radio system to transmit the information and computers to process and store the data. It includes a standby computer that will be used later in the preventive maintenance system being installed at all of the major facilities. A radio and electronics repair facility is being constructed to service all equipment in the supervisory system.

STAFF TRAINING

Operating and maintaining this extensive new water system requires an expanded staff, many of whom need more sophisticated skills and training than those needed to operate the older facilities. The Caroni treatment plant, besides being the largest treatment facility in the country, uses hypochlorite generation and carbon regeneration systems--processes that are new to WASA's operating staff. Operating and maintaining the supervisory system also requires technical skills beyond those found within WASA's operating staff. In all, 130 trained technical staff are needed to operate the system. Recognizing this need, an operator training program was developed, which was a joint effort of WASA's Training Centre staff, working with the consulting engineers and their expatriate staff.

All types of personnel were involved in the training program--supervising engineers, superintendents, foremen, plant operators, laboratory staff, technicians, and administrative staff. The first step was a selection process to identify candidates who could take on supervisory and administrative positions. Once the trainees had been selected, they attended training sessions at which staff defined the program goals and described the new facilities. The trainees were also given the opportunity to talk about their previous work experience.

A fundamental aspect of the program was that the trainees helped develop the criteria used to evaluate the program as a whole and to

evaluate their individual performance. This participatory approach was new to most of them, but it generated enthusiasm and gave the trainees a greater sense of involvement. Besides learning specific technical skills, trainees were encouraged to develop their communication and mathematics skills, their problem-solving abilities, and their ability to train others. Once the plants began startup operations, trainees were given on-the-job training in several job classifications. Program coordinators evaluated each trainee's performance and determined job assignments.

Other aspects of the training program involved overseas training for several trainees. This training consisted of courses given by equipment manufacturers, special tours of operating facilities and academic institutions in the U.S., seminars, workshops, and conferences. Special consultants were also used to provide training in specific topics. Finally, several manufacturers and suppliers provided onsite startup and operational assistance during the training process. All operating plant personnel have now completed the training program, and maintenance and follow-up training is a regular part of staff development.

CONCLUSION

Caroni-Arena and the interim projects have added a total of 391,500 m³/day (103 mgd), more than doubling the 1974 water supply. The 145 km (90 miles) of transmission and distribution pipelines will ensure that this additional water is delivered to water-short communities throughout the island.

Like any complex construction program, these projects have not been without their difficulties, some of which were exacerbated by the fact that Trinidad did not have the technology and resources common to more developed areas. Limited topographical, hydrological, and geological data impaired design activities. While the government and WASA fully intended to use local contractors as widely as possible, much of the work was more complex than the smaller local firms were able to schedule and manage successfully. Obtaining equipment and materials was difficult, and projects were significantly affected by the delays. Because of the construction boom caused by this and other projects, all building materials and skilled construction workers were in short supply. Problems with inadequate communications systems and electrical power supplies also caused the program frustrating and costly delays.

The staff training program has facilitated startup and operation tremendously. In addition to providing trained staff for the new water projects, staff are being trained for upgrading performance at existing facilities, such as the Navet plant in central Trinidad. The Training Centre has established a basic water training course to continue this program on a sustained basis.

WASA is working hard to resolve the problems of adapting an old, relatively simple system to more sophisticated technology. The principal task remaining is to fully implement a preventive maintenance program, and to train staff who will ensure operation at design capacities. The success of this preventive maintenance program is essential for sustained reliability of the system.

Despite the problems WASA has encountered, the program has been a success and will enhance the country's economic potential and the general welfare of its people. One of the major reasons for this success has been the cooperation, assistance, and counsel of the following government and private agencies:

- o Ministry of Finance
- o Water and Sewerage Authority
- o Ministry of Works (Highway and Drainage Divisions)
- o Ministries of National Security; Public Utilities; Agriculture, Lands and Fisheries; and Industry and Commerce
- o Central Tenders Board
- o Attorney General's Office
- o Port Authority
- o Immigration Office
- o Central Bank of Trinidad and Tobago
- o Trinidad and Tobago Telephone Company Limited
- o Trinidad and Tobago Electricity Commission
- o Electrical Inspectorate
- o Licensing Authority
- o Valuation Division
- o John Hunt and Company, Accountants

LES PROBLEMES DE COMPTAGE ET LA GESTION DES COMPTEURS DANS LES PAYS EN DEVELOPPEMENT.

Ing. Rida Mourtada, Le P.D.G. de Eaux de DAMAS.

Préface Historique :

Si l'on désire avoir une vision complète des progrès réalisés dans les techniques des mesures des débits d'eau , il est impossible de passer sous silence l'antiquité .

On ne peut qu'être plein d'admiration devant les techniques antiques de répartition d'eau telle qu'elles ressortent des études détaillées que l'on a faites à propos de leur législation basées avant tout sur le principe d'équité .

En effet depuis plus que 3000 ans il a été installé en Chine - aux Indes - en Afrique du Nord - au Moyen Orient - en Egypte - au Yemen - en Mesopotamie et par suite dans les pays qui ont été gouvernés par les romains, des systèmes de comptage remarquables assurant le partage d'eau d'une façon équitable . Ces systèmes n'ont pas cessé d'être améliorés .

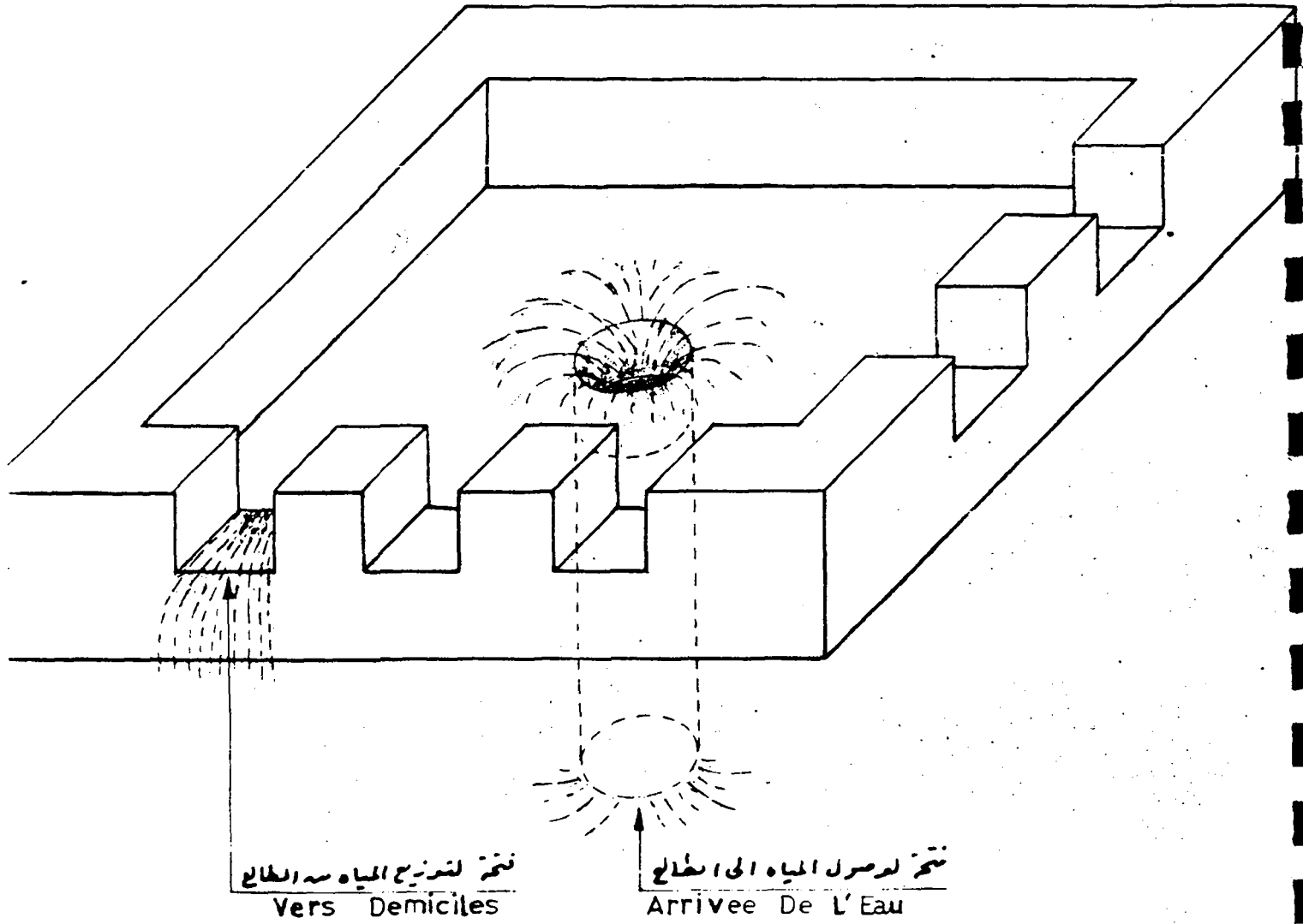
Ainsi il a fallu beaucoup de temps pour parvenir au niveau scientifique que l'on considère aujourd'hui comme normal .

Je cite à ce propos , et à titre d'exemple , un système de comptage connu depuis plus que 3000 ans dans la ville de DAMAS capital de la SYRIE ,(1) système qui était employé pour la distribution d'eau à domiciles :

La rivière de BARADA et les milliers de canaux qui en derivaient alimentaient la ville de DAMAS , en eau , ils versaient une partie de leur eau dans des conduites circulaires en grès de 15 à 30 cm de diamètre .

(1) DAMAS est considérée comme la ville la plus vieille du monde habitée jusqu'à présent . (2 millions d'habitants en 1980) .

(طالع) نظام توزيع المياه بواسطة اقنية دمشق القديمة
Le Repartiteur



Ces conduites distribuait l'eau par gravité au moyen de repartiteurs aboutissant aux domiciles des Consommateurs . Le repartiteur est l'appareil de jauge et de distribution d'eau . C'est une cuvette en pierre taillée d'une seule pièce de section carrée de 50 à 250 cm. de diamètre et de 10 à 25 cm de profondeur , ayant à son centre un orifice de 100 à 250 mm de diamètre . Cet orifice est l'aboutissement de la tête aval d'un siphon . Sur les bords de la cuvette se trouvent des entailles de sections rectangulaires , plus ou moins larges qui constituent plusieurs deversoirs qui partageaient l'eau . En dessous de chaque deversoir une conduite recueille la part du bénéficiaire et la conduit par un siphon chez les consommateurs .

Ainsi la quantité d'eau deversée dans chaque conduite était repérée par la surface de passage .

Le présent rapport sans être technique ni prétendre épuiser le sujet , se propose d'examiner la nécessité de l'installation d'un système de compteur chez les abonnés , et les procédés à suivre , surtout dans les pays en développement , pour assurer une bonne gestion des compteurs , la technique des appareils de comptage ne sera abordée .

I - COMPTAGE

I.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 , 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 correspond à un souci d'éviter un gaspillage par les utilisateurs , d'un bien dont le cout de production par la collectivité n'est pas négligeable .

Ce cout augmente de plus en plus par suite de la pollution croissante de 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 et également de la raréfaction des ressources face à une demande sans cesse plus importante . Dans ce cas il convient de gerer avec économie la production et la distribution de l'eau potable . Il ne suffit pas 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 , et même chez les usagers .

1.2. Mesure des grands débits :

- . Les instruments des mesures des grands débits sont utilisés à plusieurs fins :
 - mesure en continue des débits instantanés .
 - mesure des débits moyens , horaires , journaliers .
 - totalisations des débits .
- . Leur domaine d'application s'étend d'abord sur les stations de traitement pour :
 - connaître les débits d'eau brute prélevés .
 - asservir l'injection des réactifs 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 des réseaux .

1.3. Comptage chez les abonnés :

1.3.1. Avantages du comptage :

La tendance actuelle pour la limitation du cout de l'eau pour le public nécessite entre autre la prise des mesures suivantes :

- réduire la consommation de l'énergie .
- retarder les investissements.
- lutter contre le gaspillage .
- encourager la conservation de l'eau .

Le mesurage de l'eau est l'une des méthodes qui ont fait leurs preuves pour atteindre ces ojectifs . Les donnés publiés indiquent que des économies de l'ordre de 20 à 40% ont été réalisés par divers services d'eau après installation de compteurs chez les abonnés .

Il a été également démontré que le mesurage de l'eau :

- fournit un moyen équitable de faire payer l'eau .
- Il donne d'utiles informations à la direction pour sa gestion quotidienne .
- les renseignements obtenus se sont prouvés importants pour la planification à long terme .
- le comptage permet l'application d'un tarif progressif là ou ce tarif est adopté pour une consommation plus élevée qu'un limite déterminé , et facilite l'application de ce tarif au moment ou le service d'eau le juge nécessaire .

1.3.2. Facteurs influant sur la décision concernant le comptage .

Certaines théories supposent qu'à côté de ces avantages , le mesurage a un cout qui peut dépasser les bénéfices à en esperer et il y aura des cas ou il ne conviendra pas , et que les facteurs à considérer avant de prendre une décision sur le comptage sont financières et économiques , techniques , sociales , culturelles et de gestions .

L'objectif de l'analyse financière et économique est de déterminer si les économies réalisées grâce au mesurage sont égales ou supérieures aux coûts .

Les économies sont de deux types , à court et à long terme . Les économies à court terme concernent essentiellement la réduction des dépenses d'énergie , de réactifs et d'entretien que l'on obtient lorsqu'il faut produire moins d'eau pour couvrir les besoins immédiats ; les économies à long terme résultent d'une part des investissements quand la capacité des ouvrages existants peut satisfaire les demandes pendant une plus longue période avant la réalisation des travaux de l'étape suivante .

Pour les économies immédiates comme à long terme , l'analyse est axée sur les estimations relatives à la réduction en pourcentage de l'utilisation de l'eau que l'on peut espérer après comptage .

Mais les facteurs techniques sont à considérer quand on décide pour ou contre les compteurs : par exemple les réseaux ou la pression et la distribution sont intermittents rencontrent un certain nombre de problèmes avec les branchements munis de compteurs dont les moindres ne sont pas l'irréalisme de lectures et les fréquentes pannes des compteurs .

Les facteurs sociaux relatifs au comptage sont relatifs à l'inacceptation des consommateurs d'installer un système de comptage par ignorance de l'intérêt que le système leur apporte et par refus de payer les prix des compteurs .

1.3.3. Moyens à utiliser pour convaincre les abonnés :

Le service des eaux peut convaincre les abonnés d'adopter le comptage par différents modes de publicité , surtout comme un moyen équitable de distribution d'eau , aussi le service d'eau peut faire des facilités pour le paiement du prix de compteurs installés .

Le cas de la ville de DAMAS est à citer , avant 1954 tous les abonnés étaient munis de jauges , (1) en 1954 le service des eaux après la décision d'installer des compteurs chez les abonnés qui comptaient 50000 , s'est donné un délai de 5 ans pour poser ces compteurs .

Le service a employé tous les moyens pour convaincre les abonnés de l'utilité des compteurs en accentuant sur l'équité , et a décidé d'autre part de faire des sacrifices en faisant payer à l'abonné le prix du compteur et les frais de sa pose au prix de revient échelonnés sur un délai d'un an .

Aucune difficulté , sauf des cas minimes , n'a été rencontrée dans l'application de cette décision .

1.3.4. Le comptage comme moyen de discipline :

Il est à mentionner que l'expérience a montré qu'après que les consommateurs aient été habitués au comptage , leur mentalité a changé complètement ainsi que leur attitude vis à vis du service des eaux :

- ils évitaient le gaspillage dans l'utilisation de l'eau .
- ils réparaient leurs installations intérieures .
- ils sont devenus plus disciplinés et plus favorables vis à vis des instructions du service .

1.3.5. Conclusion :

Enfin , la décision finale d'installer les compteurs repose largement sur les facteurs financiers et économiques . Les facteurs techniques comme les facteurs sociaux et de gestion ne sont pas quantifiables et ne peuvent pas être ignorés si l'on veut prendre une décision saine .

(1) Ces jauges permettaient à l'abonné de consommer une quantité d'eau fixée d'avance et en accord avec lui . Cette méthode ne donnait pas une idée exacte de la consommation de chaque abonné à cause de la différence de pression dans les différentes régions de la ville (vallée - montagne); d'autre part certains abonnés se permettaient d'agrandir l'ouverture de la jauge ou de l'enlever complètement , ce qui leur permettait de consommer la quantité d'eau qu'il désiraient avec beaucoup de gaspillage et sans la payer .

D'autre part ces jauges se trouvaient bouchés partiellement ou totalement ce qui causait beaucoup de réclamations .

Mais en général le bilan est à la faveur de la pose des compteurs .

A l'heure actuelle dans certains pays ou la taxation forfaitaire semblait être sérieusement implantée , les autorités compétentes sont entrain de revoir leur position .

Les raisons principales de ce changement d'attitude semblent entre autre le rencherissement des frais de production et de distribution , la limitation des ressources en eau et peut être aussi l'opinion des consommateurs qui pourraient avoir le sentiment d'être traités avec une plus grande équité par le système de comptage que par la taxation forfaitaire .

Pour toutes ces raisons je pense qu'à l'avenir la tendance va plutôt vers le comptage au déterminent de la taxation forfaitaire .

II. GESTION DES COMPTEURS

II.1. Introduction :

Maintenant que nous avons été conscients de l'utilité de l'installation d'un système de comptage , nous allons aborder un sujet très important qui est la gestion des compteurs .

En effet , le compteur étant posé , il exige une bonne gestion afin qu'il donne les résultats attendus du choix de l'installation d'un système de comptage .

La gestion des compteurs est un travail très complexe qu'il faut faire avec le plus grand soin que ça soit pour :

- le choix des compteurs
- l'installation des compteurs
- entretien et réparation des compteurs
- documents concernant les compteurs
- relevé des compteurs

II.2. Choix du compteur .

II.2.1. Type du compteur :

Il est connu qu'il existe trois méthodes fondamentales pour mesurer les quantités d'eau passant par les canalisations à savoir :

- 1.1 - par déplacement d'un volume
- 1.2 - par la mesure de la vitesse
- 1.3 - à l'aide d'une différence de pression

Il est important de faire un choix rationnel et économique entre les différents modèles proposés par les fabricants .

En prenant en considération :

- L'exactitude et la sensibilité : surtout pour déceler plus facilement les petites fuites qui peuvent se produire dans les installations intérieures .

- La durée d'utilisation

Une fois qu'on a choisi le type convenable du compteur il est recommandé de l'adopter définitivement ce qui facilite l'entretien des compteurs par le personnel , ainsi que le stockage d'un nombre restreint de pièces de rechange .

II.2.2. Diamètre du compteur :

De nombreux facteurs conditionnent la façon dont une installation est adoptée aux besoins de son utilisateur . Malheureusement on ne tient pas toujours compte avant la pose du branchement et du compteur , des relations qui existent entre ces facteurs .

Les facteurs les plus importants sont les suivants :

- 2.1 - La pression et le débit de l'eau au point du branchement dans la conduite principale du réseau .
- 2.2 - La différence de niveau entre la conduite du réseau , et les points de consommation dans les locaux des usagers .
- 2.3 - Les pertes des charges dans les branchements .
- 2.4 - Les pertes de charges dans les compteurs .

2.5 - Les pertes de charges dans les tuyauteries des batiments et les appareils d'utilisations .

2.6 - Les débits d'eau utilisées par l'usager .

Si l'on veut obtenir une installation convenable il faut pour déterminer le diamètre du branchement et la taille du compteur considérer tous ces facteurs .

Pour les branchements et les compteurs d'appartements individuels on adopte en général un diamètre unique (1) . Pour les branchements et les compteurs ce n'est que lors que l'on considère les grandes quantités d'eau destinées à l'industrie ou au commerce que le choix des compteurs à installer , pose réellement un problème , cependant si l'on veut avoir une installation de mesure convenable , il faut bien peser sa decision qu'ils s'agisse d'immeubles d'habitations , écoles ou autres grands ensembles .

Pour rare qu'elle soit la pose des gros compteurs elle peut engendrer tellement de dispositions différentes des canalisations qu'il est difficile de fixer une norme unique , chaque cas necessitant une étude spéciale .

II.3. Pose des compteurs :

Le premier problème important à résoudre lors qu'on envisage la pose des compteurs chez les usagers , est de décider s'il faut les installer dans les locaux des usagers ou à l'extérieur ; sauf s'il est dû à l'absence d'un emplacement intérieur convenable , cas dans lequel on n'a d'autre solution ; le choix d'un emplacement extérieur peut procéder de deux raisons :

3.1 - Si l'on installe le compteur au trottoir , il sera à la limite des zones relevant de la responsabilité du service des eaux et de l'usager en ce qui concerne les fuites souterraines.

Par suite , les fuites qui peuvent se produire dans la partie du branchement qui interesse l'usager seront enregistrées par le compteur .

(1) A DAMAS , vu que tous les branchements des locaux sont individuels , on a adopté ϕ 12 m/m . Comme diamètre pour les branchements ainsi que pour les compteurs , le service des eaux ayant posé des compteurs , de différentes marques jusqu'à 1970, date ou une usine de fabrication de compteurs a été installée en Syrie , des problèmes ont été confrontés en ce qui concerne l'entretien de ces différents types de compteurs . A partir de 1970 le service des eaux a procédé au changement systématique des compteurs qui ont atteint l'âge de 10 ans , un contrat a été passé avec cette usine pour réparer les compteurs moyennant un prix forfaitaire .

3.2 - On dépense moins de temps et d'argent pour relever les compteurs , et on élimine les visites inutiles , qui se produisent lorsque l'on veut relever un compteur placé à l'intérieur , du logement, et que personne ne s'y trouve au moment voulu .

Notons qu'il faut que le compteur soit posé dans une niche , qu'il soit protégé du gel , et d'une façon qui permet sa pose , démontage , remplacement et relevée , ainsi que son entretien sans difficulté , les portes de protection métalliques seront munies d'une serrure unique pour faciliter leur ouverture par clef unique de la part des usagers et du personnel du service .(1)

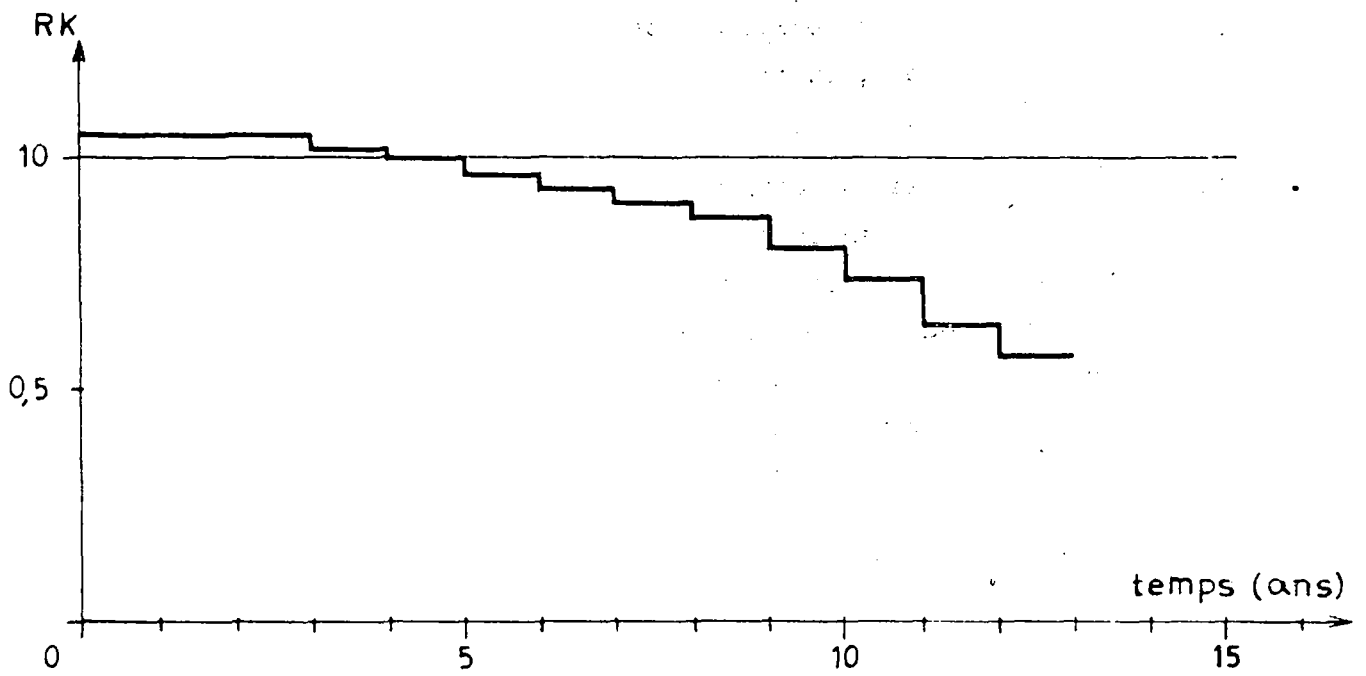
II.4. Contrôle périodique des compteurs :

Bien que la meilleure façon connue de répartir équitablement les dépenses du service des eaux soit d'avoir un réseau entièrement équipé de compteurs on risque de provoquer de sérieuses erreurs si tous ces compteurs ne sont pas maintenus en bon et égal état de fonctionnement . Ainsi on ne tirera tout le parti possible des appareils que si l'on établit un programme précis de leur entretien .

Comme tout dispositif mécanique , un compteur d'eau s'use et au bout d'un certain temps , perd de son efficacité optimale . La justesse de l'appareil se détériore avec la vieillissement du compteur , l'appareil ayant tendance à sous estimer de plus en plus les consommations .

La durée pendant laquelle il conserve sa justesse globale dépend beaucoup de la qualité de l'eau qu'il mesure , des débits traversant l'appareil . Il y a cependant d'autres causes d'usures excessives ou d'erreurs de mesures . Manifestement la seule façon de savoir si un compteur déterminé fonctionne correctement est de l'essayer . Du point de vue de consommateur , la vérification doit permettre de le protéger contre des erreurs de mesure qui risqueraient de faire payer trop cher . Cela intéresse également la direction du service des eaux , sa plus grande préoccupation devant être la perte de revenus qu'entraînent des erreurs de comptage par sous estimation .

(1) A Damas dans les zones nouvellement urbanisés , les niches se trouvent directement sur le mur du clôture dans une niche distante d'une mètre de la porte d'entrée et à l'intérieur du jardin , celle ci restant en général ouverte . Tandis que dans la vieille ville , les compteurs se trouvent à l'intérieur des locaux juste derrière les portes d'entrée .



Rendement global d'un compteur pour un abonné donné

La question à se poser lorsque l'on veut établir un programme d'entretien est la suivante : avec quelle fréquence doivent être essayés les appareils qui font l'objet d'une surveillance constante ?

Malheureusement il n'existe pas de réponse unique à cette question , car le bilan économique dépend de nombreux facteurs tels que prix de l'eau , cout de la dépose , de la vérification , de la réparation et de la repose de compteurs .

On doit rechercher un équilibre raisonnable . Si les compteurs ne sont pas entretenus , les services des eaux verra ses revenus diminuer . Inversement si le cout d'un programme d'entretien dépasse le montant des pertes que l'on subirait s'il n'existait pas , on provoque un gaspillage dont l'usager du service fera finalement les frais .

On peut obtenir des indications utiles sur la proportion des pertes dues au retard des compteurs en installant des compteurs neufs en série avec les compteurs anciens en fonctionnement et grâce à un échantillonnage convenable , en extrapolant pour évaluer les pertes dues aux compteurs qui sont en service depuis un certain nombre d'années .

La fréquence des vérifications dépend du nombre des compteurs posés , des possibilités du service compétent , et de l'age du compteur .

Les méthodes et appareils d'essais ainsi que l'implantation et l'équipement de l'atelier d'entretien ont été objet de plusieurs études et plusieurs publications .

II.5. Renouvellement des compteurs :

Des études ont été menées dans ce sens dans différents pays pour déterminer notamment l'optimum de renouvellement des compteurs , la plupart des études se posent la question : si on n'a pas intérêt à provoquer de façon systématique un remplacement du compteur (après ou non control éventuel) dès qu'il a atteint un certain age .

Le délai optimum du remplacement dépend de la qualité de l'eau , de la consommation moyenne annuelle de l'abonné , du prix de vente de l'eau , du cout du remplacement du compteur , du taux d'actualisation et , du rendement global du compteur . Ce délai varie entre 6 et 10 ans . (1)

(1) A DAMAS où l'eau est une eau de source d'une qualité excellante , le service des eaux a adopté l'age normal de 10 ans pour le remplacement systématique d'un compteur à vitesse .

II.6. Documents concernant les compteurs :

Toute méthode d'archivage des fiches des compteurs doit permettre de retrouver les éléments fondamentaux qui sont : la taille , la marque , le modèle , la date d'achat et les données sur tous les contrôles et réparations subis .

Il existe d'innombrables méthodes pour archiver les documents qui intéressent les compteurs . L'essentiel est d'adopter la méthode la plus simple permettant d'avoir tous les renseignements nécessaires sans difficulté .

II.7. Relevé des compteurs :

Nous n'aborderons pas ici le relevé des compteurs , qui est connue par les services des eaux .

Mais notons que le cout du relevé d'index dans sa forme la plus courante , c'est à dire basés sur l'intervention humaine , ne cesse de croître en valeur absolue et surtout en valeur relative .

Les causes en sont bien connues et peuvent se résumer comme suit :

- L'augmentation des salaires .
- L'extention de l'habitation vers l'extérieur des agglomérations avec comme conséquence un allongement de déplacement et un diminution du rendement individuel.
- La croissance du nombre d'absents lors du passage de releveur à cause du nombre plus important de ménages dont les deux conjoints travaillent .

Le relève d'index est donc rendu plus chère et plus difficile alors que le processus surtout informatique de facturation exige une collecte programmée c'est à dire régulière et complète .

Nous trouvons utile de rappeler , pour compléter notre sujet , et bien non encore exploitable commercialement , qu'une innovation remarquable dans la technologie de comptage pourrait avoir un effet majeur à ce sujet : Depuis quelques années différents organismes étudient la relevée à distances des compteurs par transmission à l'aide de cables électriques ou de réseaux téléphoniques .

Notons enfin qu'il ne faut pas perdre de vue que le releveur reste toujours le moyen unique de contact avec l'abonné qui est d'une importance primordiale .

BIBLIOGRAPHIE.

1. La mesure des grands debits en conduites fermées : Congrès AIDE
(G. BOSSY - J. GUILLAUME - F. DAMEZ) Paris 1980.
2. Mode de tarification de l'eau en Angleterre et au : AQUA No. 3, 81.
pays de Galles dans les années 1980.
(DAVID KINNERSLEY)
3. Compteurs d'eau et comptage : AQUA No. 3, 81.
(ERNEST REITER)
4. Les problèmes du comptage et la gestion des : AQUA No. 3, 81.
compteurs en Tunisie
(AHMAD FRIH - M. BENAICHA)
5. Gestion optimale des compteurs d'eau : Congrès AIDE
methodologie et moyens Paris 1980.
(JEAN FRANCOIS BOST)
6. Methodes actuelles et prospectives a matière : Congrès AIDE
de releve des compteurs et de facturation et Kyoto 1978
de consommation d'eau
(A. DESMED)
7. Domestic water metering policies with particular : Congrès AIDE
reference to the developing countries Kyoto 1978
(H. SHIPMAN)
8. Water use and consumption : Congrès AIDE
(DAVID KINNERSLEY) Paris 1980
9. Evolution et contrôle des fuites dans les : AQUA No. 4, 78
systemes de distribution
(V. RAMAN)
10. Alimentation de la ville de DAMAS en eau potable : Conference
a travers les âges
(R. MOURTADA).
11. Les compteurs d'eau : AWWA MG
(Manuel des compteurs)