

REPUBLIQUE DU SENEGAL

ECOLE POLYTECHNIQUE DE THIES
DEPARTEMENT DE GENIE CIVIL

GC 182

PROJET DE FIN D'ETUDE
en vue de l'obtention du diplôme d'ingénieur de conception

TITRE: AVANT PROJET D'ALIMENTATION EN EAU POTABLE
DE LA VILLE DE TIVAOUANE EN 2005

DATE: JUIN 91

AUTEUR: ISMAILA DIALLO
DIRECTEUR: SENI TAMBA
CO-DIRECTEUR: ABDOU DIOUF

DEDICACES

A mon défunt père

A ma mère

A toute ma famille

Et à tous ceux qui me sont chers

Je dédie ce travail.

REMERCIEMENTS

Nous tenons à exprimer notre gratitude à:

_ monsieur Séni Tamba, professeur à l'EPT pour avoir bien voulu diriger ce projet, pour les conseils, le soutien constant et les encouragements qu'il n'a cessé de nous donner tout au long de ce travail.

_ monsieur Souleymane N'Diongue, professeur à l'EPT pour son soutien constant et sans faille.

_ monsieur Abdou Diouf, ingénieur à la SONEES pour sa disponibilité.

_ monsieur Abdoul Baal, directeur régional de la SONEES de Thiès pour ses conseils éclairés.

_ monsieur Darry, chef de la section régionale de l'urbanisme de Thiès pour son soutien et pour les documents qu'il a gracieusement mis à notre disposition.

_ monsieur Diouf chef d'agence de la SONEES de Tivaouane pour toutes les informations qu'il a bien voulu nous donner.

_ tout ceux qui, de près ou de loin nous ont aidé tout au long de ce projet

AVANT PROPOS

C'est un lien commun d'énoncer que l'eau est indispensable à tous les êtres vivants pour qu'ils puissent subsister. Ce merveilleux élément qui recouvre près des trois quarts de la superficie du globe, entre pour 60% environ dans la constitution des animaux supérieurs et pour 80% environ dans celle des végétaux. Des échanges continuels s'effectuent entre le milieu extérieur et l'être vivant. Toute vie serait impossible si l'eau venait à manquer.

L'importance du problème de l'eau mérite donc que l'on s'y attarde et que les multiples questions qui peuvent se poser soient examinées simplement et clairement, qu'il s'agisse du captage et de sa protection sanitaire ou du traitement des eaux ou qu'il soit question du transport de l'eau , de son stockage et de sa distribution aux abonnés.

Hélas il est banal, surtout dans les pays en voie de développement, d'entendre dire que telle agglomération manque d'eau, que telle société n'a pas les moyens de satisfaire la demande ou simplement que tel état manque de politique cohérente en matière d'approvisionnement en eau.

SOMMAIRE

Nous avons articulé notre travail en deux parties:

1- Analyse du système en place.

- _ diagnostic des installations existantes
- _ qualité de l'eau distribuée

2- Solutions à envisager aux horizons 2005.

L'importance du sujet, son ampleur et la variété des paramètres qui entrent en ligne de compte ont exigé une démarche méthodique dans l'analyse. Cette démarche a demandé notamment:

a) une recherche bibliographique pour asseoir nos connaissances sur l'hydraulique urbaine d'une manière générale.

b) une collecte de données techniques sous la forme:

_ d'une série de rencontres et d'entretiens que nous avons eu avec divers chefs de services régionaux, notamment ceux de la SONEES (Société Nationale des Eaux du Sénégal), de la direction de l'hydraulique urbaine et rurale, de l'urbanisme, des statistiques, le Secrétaire de la commune de Tivaouane; ceci dans le but de nous imprégner davantage des problèmes spécifiques du pays en général et de tivaouane en particulier.

_ de documents, de cartes et de plans se rapportant à la ville de Tivaouane que nous avons obtenus parfois difficilement des services pré-cités.

Soulignons que nous avons tout au long de notre étude, essayé autant que possible d'adapter les règles de calcul et les normes

utilisées à nos réalités locales.

Les conclusions les plus importantes à retenir de notre travail sont les suivantes:

1_ l'efficacité du système actuel laisse à désirer tant du point de vue du rendement technique que pour l'extension du réseau à travers la superficie communale.

2_ aux horizons 2005, l'alimentation devra se poursuivre par branchement sur la conduite venant du lac de Guiers. Le forage en place sera utilisé pour amortir le déficit pendant les périodes de Gamou.

_ il convient pour satisfaire la demande en eau qui s'élève en moyenne à 4842 m³/j en moyenne de réaliser:

- * de nouvelles unités de stockage d'une capacité de 600 m³

- * une ossature de conduites artérielles, maillées au centre et étoilées à la périphérie.

- * une extension du réseau et de ses accessoires sur toute la superficie communale.

TABLE DES MATIERES

	<u>PAGES</u>
Dédicaces.....	i
Remerciements.....	ii
Avant-propos.....	iii
Sommaire.....	iv
Introduction.....	1
1^{ère} partie: Diagnostic du système en place.	
Chapitre 1. diagnostic des installations en	
place.....	3
1.1. Approvisionnement.....	3
1.2. Conduite de refoulement.....	3
1.3. Réservoirs.....	4
1.4. Le réseau de distribution et	
les conduites.....	4
Chapitre 2. Qualité de l'eau.....	6
2.1 Généralités.....	6
2.2 Caractéristiques physiques.....	8
2.2.1 Couleur.....	8
2.2.2 Saveur et odeur.....	8
2.2.3 Conductivité.....	8
2.3 Caractéristiques physico-chimiques	8
2.3.1 Titres hydrométriques et	
alcalimétriques.....	8

2.3.2 Concentrations limites de certains éléments.....	9
2.4 Caractéristiques biologiques.....	11
2^{ème} partie: Planification à l'horizon 2005.	
Chapitre 3. Evaluation de la demande en eau..	13
3.1 Généralités.....	13
3.2 Méthodologie d'évaluation de la demande en eau.....	14
3.3 Ressources en eau.....	15
3.4 Consommation d'eau provenant des ressources privées.....	15
3.5 Démographie.....	16
3.6 Taille des concessions.....	17
3.7 Projet d'urbanisation.....	18
3.8 Développement économique.....	19
3.9 Politique d'extension du réseau.	21
3.10 Evolution de la demande en eau.	22
3.10.1 Consommation actuelle.....	22
3.10.1.1 Consommation domestique..	23
3.10.1.1.1 Consommation unitaire par habitant branché...	23
3.10.1.1.2 Consommation unitaire par habitant non branché ..	23
3.10.2 Besoins aux horizons 2005...	26
3.10.2.1 Besoins domestiques.....	26
3.10.2.2 Autres besoins.....	28
3.11 Rendement.....	29

3.12 Besoins de pointe.....	30
3.12.1 Coefficients de pointe.....	30
3.12.2 Consommation de pointe.....	30
Chapitre 4 Eléments techniques du projet....	32
4.1 Stockage.....	32
4.1.1 Volume de stockage.....	32
4.1.2 Caractéristiques physiques du réservoir.....	33
4.1.2.1 Forme en plan de la cuve.....	33
4.1.2.2 Hauteur de la cuve.....	34
4.1.2.3 Emplacement du réservoir.....	34
4.2 Traitement.....	35
4.3 Réseau de distribution.....	37
4.3.1 Généralités.....	37
4.3.2 Coefficient de pointe.....	38
4.3.3 Simulation du réseau.....	39
CONCLUSIONS GENERALES ET RECOMMANDATIONS.....	44
BIBLIOGRAPHIE.....	45
ANNEXE A:Evolution de la population de tivaouane.....	47
ANNEXE B:Relevé des consommations de tivaouane en 1989 et en 1990.....	50
ANNEXE C:Modélisation du réseau.	
Théorie de base et résultats.....	51
Niveau de l'eau au trop plein.....	52
Niveau de l'eau au radier.....	57
ANNEXE D:Plan du réseau proposé.....	62
ANNEXE E: Détail de la conduite d'adduction actuelle	63

LISTE DES TABLEAUX

	PAGE
Concentrations limites de certains éléments.....	10
Résultats des analyses effectuées.....	12
Revenu des populations en 1974.....	19
Consommations de tivaouane en 1989 et en 1990.....	22
Consommation domestique en 1989 et en 1990.....	24
Consommation domestique à l'horizon 2005.....	27
Autres besoins.....	28
Consommations de pointe.....	30
Remplacement de vieilles conduites.....	43
Pose de nouvelles conduites.....	43

INTRODUCTION

L'eau dans la nature est un "don du ciel". L'amener au robinet de chacun, l'évacuer après usage sans dommages c'est la tâche du Service de l'eau.

Ce service complexe se développe dans l'espace tout au long des rues de la ville. Il doit souvent capter l'eau "nourricière" loin au dehors, pour la rejeter avec les eaux pluviales parfois bien à l'aval après épuration. Il doit fournir sans coupure l'eau à tout moment au gré de l'utilisateur et ensuite l'évacuer sans nuisance pour la voirie et le milieu naturel.

Pour cela, il doit implanter et gérer un ensemble d'ouvrages multiples représentant un coût d'investissement très élevé afin de satisfaire une clientèle de plus en plus exigeante.

Il touche à des techniques diverses: hydrologie, hydraulique, électricité, chimie, biologie, électronique, génie civil, informatique. Il nécessite donc d'être très structuré autour des tâches spécifiques de gestion financière et comptable, d'entretien, de maintenance et de contact avec l'utilisateur qu'il doit servir.

Enfin, l'eau étant un produit alimentaire doit être traitée et manipulée dans de strictes conditions d'hygiène.

Le but de notre travail est d'étudier pour le compte de la SONEES, le système d'alimentation de la ville de Tivaouane à l'horizon 2005. Il s'agira, en partant de la situation existante et des besoins à satisfaire, de:

- _ proposer des solutions techniquement réalisables.
- _ faire une analyse économique des solutions retenues.

1^{ère} PARTIE

DIAGNOSTIC DU SYSTEME EN PLACE

CHAPITRE 1 DIAGNOSTIC DES INSTALLATIONS EXISTANTES

Tout système d'alimentation d'eau comporte essentiellement:

- 1- un ensemble de captage de sources ou de nappes aquifères
- 2- une conduite de dérivation amenant les eaux captées vers les réservoirs.
- 3- des réservoirs
- 4- un réseau de distribution

Nous passerons en revue l'un après l'autre ces différents éléments.

1.1 /Approvisionnement

Actuellement, la ville de Tivaouane est alimentée par branchement sur la conduite venant du lac de Guiers. L'alimentation est sous pression dans une conduite de ϕ 300 mm.

Le seul forage existant ne marche qu'en période de Gamou et donne un débit de $35\text{m}^3/\text{h}$.

1.2 /Conduite de refoulement

Toute l'eau prélevée ne va pas aux réservoirs. La conduite de ϕ 300 mm subit à son tour, deux prélèvements en conduite de ϕ 160 mm: l'un pour aller vers le village de Santhiou Pire et l'autre allant vers Mékhé.

La conduite de dérivation alimente en té deux réservoirs C1 et C2. (voir annexe E)

1.3 /Réservoirs

L'eau est stockée dans deux châteaux d'eau C1 et C2 de capacités respectives 400 et 275 m³. Ces réservoirs sont en bon état, sans fuites apparentes mais ne sont pas équipés d'un système pour surveiller automatiquement leur remplissage. Les réservoirs sont tous les deux à la côte de 71.7 m.

Il n'y a pas de compteurs à la sortie des réservoirs permettant de contrôler la quantité d'eau distribuée. Les manomètres ne fonctionnent pas.

Les cuves sont nettoyées tous les six mois à la brosse et avec de l'hypochlorite de sodium.

1.4 /Le réseau de distribution

Le réseau est étoilé avec des conduites essentiellement en PVC de diamètres 110 mm et 90 mm en conduites artérielles et 63 mm en conduites mineures.

Il comporte 49 bornes fontaines, 4 édicules et 6 bouches d'incendie (1 par secteur) entretenues seulement en période de gamou. Les bornes fontaines ne sont pas bien réparties.

Dans leur majorité, les bouches d'incendie sont difficiles à localiser. Ce qui est regrettable si on sait l'utilité de ces dernières en cas de sinistre.

Le réseau traverse deux fois la voie ferrée par un regard plus un fourreau et une vanne de chaque côté de la voie.

On peut déplorer l'utilisation assez fréquente des conduites de faibles diamètres. Ceci, outre le fait qu'il accentue les pertes de charges, favorise les risques d'entartrage.

La vieillisse du réseau, en plus de la faiblesse des diamètres des conduites pourrait d'ailleurs expliquer en grande partie le nombre élevé de bris de conduites signalé annuellement (30 interventions en 1989).

2.1 / généralités

En ce qui concerne l'eau, on distingue deux grands problèmes:

- _ l'approvisionnement en eau (quantité)
- _ la qualité de l'eau

Il est bien évident que la qualité de l'eau varie suivant sa destination et les habitudes des consommateurs.

Ainsi, les qualités d'une eau potable ne se définissent pas dans l'absolu ni d'une façon inconditionnelle. L'alimentation humaine se satisfait en effet, sous des conditions qui respectent les impératifs sanitaires, d'eaux présentant des compositions et des natures sensiblement différentes.

L'eau d'adduction publique doit être "potable", c'est-à-dire qu'elle peut être bue par l'homme et les animaux sans entraîner aucun trouble de santé. Il est bien évident que la "potabilité de l'eau a un certain caractère restrictif. Une eau potable ne sera pas forcément bien adaptée à tous les usages (par exemple industriels). Elle nécessitera alors des traitements complémentaires de mise en conformité avec ces usages particuliers.

Les buts recherchés en ce qui concerne l'eau potable sont essentiellement de deux types:

- _ santé publique (l'eau potable est à la fois un élément de drainage et un élément nutritif).
- _ protection du réseau (aptitude de l'eau à ne pas perturber le réseau - corrosion, agressivité, entartrage).

Pour faciliter a la fois la tâche du traicteur d'eau et du législateur, la qualité de l'eau distribuée dans les réseaux publics a fait l'objet de définitions bien précises sous forme de normes.

En l'absence de normes sénégalaises en la matière, nous nous appuyerons sur les recommandations de l'OMS (Organisation Mondiale de la Santé) reconnues par de nombreux pays.

2.2/ Caractéristiques physiques

2.2.1/ Couleur

La couleur ne présente guère d'intérêt en elle-même sinon susceptible le cas échéant de rebuter l'usager. Signalons d'ailleurs que la belle couleur d'une eau ne garantit pas l'absence de germes pathogènes.

2.2.2/ Saveur et odeur

La saveur dépend essentiellement de la quantité et de la nature des corps dissous, alors que la notion de l'odeur qui l'accompagne souvent est liée aux substances volatiles en dissolution.

Notons que les procédés analytiques ne donnent pas satisfaction pour la mesure de l'odeur et de la saveur. On se fie plutôt aux sens.

D'après nos enquêtes menées sur place, on peut conclure à une absence de saveur et d'odeur désagréables pour la consommation à Tivaouane.

2.2.3/ conductivité

La propriété de l'eau à conduire le courant électrique est reliée à la concentration totale des sels qu'elle renferme. La conductivité d'une eau peut donc mesurer globalement toute sa minéralisation.

Les analyses effectuées au laboratoire de génie sanitaire de l'EPT montrent une conductivité de 360 $\mu\text{S}/\text{cm}$ en moyenne.

NOTA: Les normes OMS ne donnent pas de valeur

2.3/ Caractéristiques physiques et physico-chimiques

2.3.1/ Titres hydrométrique et alcalimétrique

La dureté totale(ou titre hydrométrique) d'une eau est due principalement à la quantité d'ions Ca^{++} et Mg^{++} présents dans l'eau.

Le plus grand intérêt de la surveillance de la dureté concerne les phénomènes d'entartrage et de corrosion. C'est ainsi :

_ qu'une eau trop dure (outre le fait qu'elle rend la peau sèche et la cuisson des aliments plus difficiles) devient incrustante et entartrante . Les canalisations risquent d'avoir un diamètre utile qui diminue rapidement en cours d'emploi

_ que par contre une eau douce est agressive vis à vis du calcaire éventuellement déposé (le film protecteur s'enlève) et corrosive vis à vis du métal de la canalisation.

L'alcalinité des eaux naturelles est due à la présence des sels d'acides faibles en particulier des bicarbonates. Elle représente d'une certaine façon le pouvoir tampon de l'eau c'est-à-dire son aptitude à s'opposer à une variation de Ph.

Le titre alcalimétrique complet (TAC) ou alcalinité totale est la teneur de l'eau en carbonates, bicarbonates, acides et neutres.

Les valeurs obtenues dans notre cas (15°F en moyenne) sont en conformité avec les normes qui imposent une valeur maximale de 30°F.

Le titre alcalimétrique simple (TA) ne concerne que les carbonates neutres. Il est nul ici.

2.3.2/ Concentrations limites de certains éléments

Quelque soit la source d'approvisionnement choisie, fleuve, marigot, nappe phréatique ou nappe profonde; il sera recherché une eau ne contenant pas d'éléments toxiques ou donnant un goût trop prononcé.

Nous n'avons pas pu faire des essais dans ce sens faute de réactifs, néanmoins les minéralisations ne devront pas dépasser les valeurs du tableau 2.1.

tableau 2.1: Concentrations limites de certains éléments⁽⁶⁾

éléments	concentrations en mg/l
1.éléments toxiques	
plomb	0.1
cyanure	0.05
arsenic	0.05
chrome	0.05
mercure	0.001
cadmium	0.005
2.éléments désagréables	
fer	0.3
manganèse	0.1
zinc	5.0
cuivre	1.0
magnésium	150
chlorure	600
sulfate	400

2.4/ Caractéristiques biologiques

" C'est l'examen crucial du moins sur un plan négatif car il est évident que, si toute eau dépourvue de microbes pathogènes ne saurait être considérée ipso facto comme potable, l'inverse représente une vérité première dans les conceptions de l'hygiène qui découlent des découvertes postérieures. " (1)

Le chlore à l'état de traces dans l'eau est très efficace. Il agit sur les diastases indispensables à la vie des germes microbiens qu'il détruit de ce fait et possède de plus, un pouvoir oxydant très grand vis à vis des matières organiques.

Dans nos analyses nous avons trouvé un chlore résiduel nul.

Le tableau ci-dessous résume les résultats obtenus.

tableau 2.2 : Résultats des analyses effectuées

Analyse	Résultats	Normes
alcalinité simple (TA)	0.0	
alcalinité totale (TAC)	15°F	< 30F
dureté totale	17°F	< 50°F
dureté calcique	13°F	
dureté magnésienne	4°F	
pH	7.4	6.5<pH<8.5
conductivité	360µS/cm	pas de valeur
chlore résiduel	0.0	traces

2^{ème} PARTIE

PLANIFICATION A L'HORIZON 2005

3.1/ Généralités

La quantité d'eau nécessaire à une agglomération se détermine en relation avec le climat, les conditions d'hygiène, les circonstances locales, les usages divers que l'on fait de l'eau, etc.

Dans les villes occidentales, la consommation atteint généralement 500l/hbt/jour (dont 45% pour les besoins domestiques, 45% pour l'industrie et le commerce et 10% pour les services publics).

Dans nos villes où les statistiques font souvent défaut, il est difficile d'établir des prévisions de demande en eau. En fait celle-ci dépend de plusieurs facteurs.

Nous soulignerons ici le revenu des populations par rapport au coût de l'eau produite. Cet aspect souvent négligé dans l'établissement des projets car difficile à prendre en compte, explique en grande partie les retards dans l'équipement que constate l'OMS. Il s'y ajoute les moyens limités des sociétés productrices qui trouvent difficilement les financements nécessaires.

3.2/ Méthodologie d'évaluation de la demande future

On a souvent opposé dans la littérature technique, une méthode d'évaluation dite globale à une méthode dite analytique:

_ la méthode globale consiste à extrapoler des tendances d'évolution de la demande constatée dans le passé.

_ la méthode analytique impose d'analyser séparément les différents paramètres conditionnant la demande (population, plan d'urbanisation, activités économiques, ...).

Nous avons tout au long de ce travail basé notre démarche selon cette dernière méthode qui comporte moins de risques.

3.3 Ressources en eau

Actuellement la ville de Tivaouane est alimentée par la conduite venant du lac de Guiers.

La ville ne dispose pas d'eaux de surface pouvant servir à la consommation.

Tivaouane peut être alimenté par des forages qui captent à des profondeurs considérables l'eau de la nappe maestrichienne.

La zone aquifère du maestrichien n'est pas favorable à des captages d'un bon débit.

3.4 Consommation d'eau provenant des ressources privées

Il existe à Tivaouane d'après les responsables de la commune, au moins une quarantaine de puits privés et publics.

Cependant un grand nombre d'entre eux ne fonctionne pas en raison de l'abaissement de la nappe. De plus, d'après nos enquêtes, l'eau distribuée par la SONEES est meilleure que celle des puits.

La SONEES devra donc satisfaire seule toute la demande en eau de la ville.

3.5/ Démographie

Les ouvrages de génie civil prévus dans le domaine de la distribution et de la collecte des eaux en milieu urbain doivent être dimensionnés pour rencontrer jusqu'à la fin de la période de design les besoins de la population.

Plusieurs facteurs interviennent qui rendent partielle la majorité des méthodes d'estimation des population. Elles ne décrivent le comportement de la population que pour une période relativement brève de sa croissance. Ces méthodes ne sont que des outils utiles pour aider le concepteur à formuler un jugement.

Au Sénégal, les recensements constituent une des meilleures sources d'information lorsque disponibles. Ceux de 1976 et de 1988 donnent une idée de l'évolution de la population de Tivaouane et de Pire. Le taux de croissance estimé entre les deux recensements (4%) est un peu éloigné du taux de croissance nationale (2.8%) et devrait selon les responsables de la Statistique régionale demeurer jusqu'aux horizons 2005.

Cette différence entre les taux de croissance s'explique par le rayonnement religieux de Tivaouane où l'on découvre des caractéristiques particulières par rapport à d'autres centres urbains de même taille.

En effet lors du gamou (1 fois par an), fête religieuse commémorant la naissance du prophète (PSL), les responsables de la municipalité estiment à 200.000-300.000 personnes le nombre de visiteurs. Ceux-ci restent à Tivaouane environ 3 jours.

Il existe en outre 3 fêtes religieuses de moindre importance pouvant réunir toutefois jusqu'à 100.000 personnes.

Il arrive souvent que quelques déshérités s'installent définitivement dans l'agglomération à la faveur des pèlerinages.

3.6/ Taille des concessions

Le recensement de 1988 donnent des informations supplémentaires concernant le nombre de concessions recensées:

Population 1988	Nb.de concessions	Nb.d'hbt./concession
27117	2290	12

NOTA :^(e)

Les enquêtes menées par la SONEES sur Dakar en février 1988 avaient donné une moyenne de 11 habitants par branchement pour le quartier de Pikine, 14 habitants par branchement pour le secteur de Médina.

3.7/ Projet d'urbanisation

Depuis le début de l'année, un nouveau plan d'urbanisation est à l'étude au ministère de l'urbanisme. Ce nouveau plan confié à la SONED AFRIQUE devrait selon le chef de la section urbanisme de Thiès conserver les grandes lignes de l'ancien plan fait en 1974 par le BCEOM.

A moyen terme, la ville de Tivaouane devrait conserver son caractère résidentiel et agricole.

Les éléments les plus importants à prendre en compte sont le redressement du quartier Mouride et le lotissement de Keur Khally et de Keur Massamba. Ceci permettra une extension du réseau de distribution vers ces quartiers actuellement mal desservis.

Le réseau d'alimentation en eau potable de Tivaouane devra desservir d'ici l'an 2005 une population supplémentaire d'environ 26.000 personnes.

3.8/ développement économique

Une étude menée par le BCEOM en 1974 répartissait comme suit les revenus des habitants de Tivaouane.

tableau 3.1: Revenu des populations en 1974

pourcentage des ménages ayant un revenu régulier= 71.9%

Revenu mensuel	% population
0 à 2.000	11.5
2.001 à 5.000	10.7
5.001 à 10.000	15.5
10.001 à 15.000	9.6
15.001 à 20.000	9.1
20.001 à 25.000	10.7
25.001 à 30.000	5.7
30.001 à 40.000	7.7
40.001 à 50.000	2.6
50.001 à 70.000	2.2
70.001 à 80.000	0.0
+ 80.0000	14.7

Ces chiffres risquent de donner cependant une fausse idée de la réalité en ce sens que les rémunérations moyennes ne reflètent qu'imparfaitement les niveaux de vie réels des diverses couches de la population. C'est qu'en effet, cette admirable solidarité familiale caractéristique des sociétés africaines est plus que vivace à Tivaouane ville religieuse par excellence. De plus la proximité des sociétés telles que la CSPT, la SSPT puis les ICS a largement contribué depuis 1974 à relever le niveau des revenus des populations, employées pour la plupart de ces entreprises.

La mairie est en train d'initier un projet sylvo-pastoral de grande envergure pour lutter contre le chômage des jeunes. Le site prévu est Aïnoumane sur la route de Saint-Louis.

La municipalité, compte tenu du rayonnement religieux de la ville serait intéressée par l'implantation d'unités touristiques mais à l'heure actuelle aucun projet précis n'a été présenté.

A moyen terme le développement économique de Tivaouane devrait dépendre uniquement de l'augmentation de l'activité économique liée naturellement à l'accroissement démographique et aux conditions climatologiques (commerce, agriculture).

3.9/ Politique d'extension du réseau

D'une façon générale, la politique d'extension du réseau de la SONEES devrait se baser sur les principes suivants:

_ remplacement progressif des bornes fontaines par des branchements particuliers (branchements sociaux).

Ceci afin d'une part d'alléger la charge financière de la municipalité et de diminuer les impayés de la société et d'autre part de permettre à un nombre toujours croissant de citoyens de jouir d'une amélioration des conditions d'existence.

_ extension vers des zones nouvellement loties et vers des quartiers pour lesquels la municipalités en a fait expressément la demande auprès du responsable local.

3.10/ Evaluation de la demande en eau potable

3.10.1 Consommation actuelle

Nous avons reproduit en annexe B les relevés de la SONEES concernant les consommations de 1989 et de 1990.

Nous classons dans le tableau qui suit les consommateurs dans des catégories plus représentatives des groupements économiques et sociaux des centres urbains.

tableau 3.2: Consommations en m³ de tivaouane en 1989 et en 1990

année	1989	1990
particuliers	279.146	369.274
bornes fontaines	248.643	352.995
administrations/ser- vices publics	31.462	32.814
commerce	2788	6.033
municipalité	57.967	48.779
agriculture	16.363	15.217

3.10.1.1/ Consommation domestique

3.10.1.1.1/ Consommation unitaire par habitant branché

Consommation en 1989

pour les particuliers: 279.146 m³

nombre de prises correspondantes: 1947

soit une population branchée de $12 * 1947 = 23.364$

et un taux de raccordement de: $23.364/34.387 = 68\%$

la consommation unitaire pour cette catégorie est alors :

$$(279.146 * 1000) / (23.364 * 365) = 33 \text{ l/hbt/j}$$

3.10.1.1.2/ Consommation unitaire par habitant non branché

Consommation de 1989

bornes fontaines : 248.643 m³

nombre de bornes fontaines : 49

population non branchée : $34.387 - 23.364 = 11.023$

soit une consommation unitaire de :

$$(248.643 * 1000) / (11.023 * 365) = 62 \text{ l/hbt/j}$$

Le tableau de la page suivante donne aussi les résultats en 1990

tableau 3.3: Consommation domestique en 1989 et en 1990

année	1989	1990
population totale	34.387	35.701
nombre de branchements	1947	2031
population branchée	23.364	24.372
taux de raccordement	68%	68%
consommation unitaire particuliers (l/hbt/j)	33	42
population non branchée	11.023	11.329
consommation unitaire par borne fontaine(l/hbt/j)	62	85
nombre d'habitants par borne fontaine	225	231

On constate au niveau des bornes fontaines, une très forte consommation unitaire (85 l/hbt/l en 1990).

Ces chiffres élevés sont liés à plusieurs facteurs:

_ un fort gaspillage en période de gamou où les bornes fontaines restent ouvertes 24h sur 24 et pendant au moins trois jours.

_ les habitudes des habitants qui, même disposant d'un branchement individuel, continuent néanmoins d'utiliser cette source d'approvisionnement gratuite pour eux.

En vue de contrôler cette consommation et de l'amener à un niveau acceptable, la SONEES devrait faire payer l'eau aux bornes fontaines même un à un prix symbolique. A ce niveau, plusieurs modes de gestion sont possibles:

_ un employé de la SONEES gère la borne fontaine: cette solution est onéreuse.

_ un concessionnaire privé gère la borne fontaine: ses tarifs sont imposés et contrôlés.

Cette dernière solution semble être la bonne formule.

Dans tous les cas, cette privatisation devra se faire en concertation avec les responsables locaux. Ceci évitera les effets sociaux qui pourraient découler d'une incompréhension par les populations de cette politique.

3.10.2/ Besoins aux horizons 2005

3.10.2.1/ Besoins domestiques

L'enquête menée par IGIP (bureau d'étude allemand) dans l'étude AEP (approvisionnement en eau potable) de 11 centres urbains en 1982, avait permis de déterminer une consommation moyenne unitaire de 18 l/hbt/j non branché décomposée comme suit:(e)

alimentation à la B.F. 15 l/hbt/j

alimentation auprès des voisins 3 l/hbt/j

Total

 18 l/hbt/j

Cette consommation unitaire décroît lorsque la distance augmente entre l'usager et la borne fontaine jusqu'à une consommation minimale de 5 l/hbt/j au delà de 1000 m.

En tenant compte de la politique des branchements sociaux et des bornes fontaines payantes à instaurer aux horizons 2005, nous avons adopté une consommation unitaire de 18 l/hbt/j pour la population non branchée de Tivaouane.

De plus, l'OMS recommande une valeur maximum de 100 familles à desservir par borne fontaine. Ce qui dans notre cas, correspond à 1200 habitants par borne fontaine.

En prenant une valeur de 600 habitants, nous recommanderons une diminution des bornes fontaines jusqu'à une vingtaine environ en l'an 2000.

On devra se soucier lors de cette diminution, d'une bonne répartition de ces bornes fontaines.

En ce qui concerne les particuliers, la tendance actuelle devrait se maintenir et atteindre une valeur de 70 l/hbt/j en 2005 correspondant approximativement à la consommation de la ville de Thiès en 1990.

En outre, avec la politique actuelle de la SONEES, il nous semble tout à fait légitime de viser un taux de raccordement de 80% en 2005. Il faudra alors, compte tenu de l'accroissement de la population, une moyenne de 140 nouveaux branchements par an. Ces différentes considérations ont permis d'établir le tableau ci-dessous.

tableau 3.4: Consommations domestique à l'horizon 2005

année	2000	2005
population totale	51.977	62.746
nombre de branchements	3.292	4.183
population branchée	39.502	50.197
taux de raccordement	76%	80%
consommation totale(m ³ /an)	865.094	1.282.533
population non branchée	12.475	12.549
consommation des B.F.	81.961	82.447
consommation unitaire des B.F.	18 l/hbt/j	18 l/hbt/j

3.10.2.2/ Autres besoins

Les autres besoins à satisfaire sont essentiellement:

- _ les besoins des administrations et des services publics
- _ les besoins de la municipalité
- _ les besoins des commerces
- _ les besoins des activités maraîchères

L'analyse des consommations de 1989 et de 1990 montre que ces autres besoins représentent respectivement:

- (5% pour les administrations et les services publics
- (9% pour la municipalité
- _ 0.7% pour les commerces
- _ 3% pour les activités maraîchères

de la consommation domestique,

A partir de ces pourcentages moyens, nous estimons comme suit les autres besoins à satisfaire aux horizons 2005:

tableau 3.5: Autres besoins: consommations en m³

année	2000	2005
administration/services publics	47.353	68.243
municipalité	85.235	122.848
commerces	6.629	9.555
agriculture	28.412	40.949

3.11/ Rendement

Les pertes d'eau atteignent souvent une proportion appréciable de la production car relevant de causes diverses et superposant leurs effets.

Sur le réseau d'abord, l'étanchéité des conduites ne peut être assurée en permanence d'une manière parfaite notamment aux joints. En ce qui concerne Tivaouane, le vannage systématique au niveau du prélèvement a causé un défaut d'étanchéité occasionnant des pertes difficiles à estimer.

La fermeture des réservoirs d'une manière automatique par l'utilisation d'un robinet flotteur permettra de stopper d'une manière définitive le débordement fréquent des réservoirs constaté actuellement.

Les bris de conduite seront réparés à temps par le renforcement des moyens logistiques et de personnel (3 actuellement)

L'exploitation des rapports de la SONEES ne nous ayant pas permis de déterminer les rendements ventes/productions des années précédentes, nous proposons d'adopter aux horizons 2000 un rendement moyen de 90%.

3.12/ Besoins de pointe

3.12.1/ Coefficients de pointe

Les données fournies par la SONEES ne nous ayant pas permis d'établir une répartition détaillée dans le temps des débits de distribution, nous avons utilisé pour estimer les pointes de consommation l'équation empirique de Goodrich:

$$p = 180 * t^{-0.1} \quad (3.1)$$

dans laquelle p = taux de consommation de pointe en

pourcentage de la consommation moyenne

t = jours

avec $2/24 < t < 360$ jours

On obtient alors un coefficient de pointe mensuelle de 1.3 et un coefficient de pointe journalière de 1.8

3.12.2/ Consommations de pointe

Nous reproduisons ci-dessous les différents besoins de pointe à prendre en compte:

tableau 3.6: Consommations de pointe en m³

année	2000	2005
moyenne mensuelle(+ pertes)	102 179	147 270
coef. de pointe mensuelle	1.3.	1.3
besoins de pointe mensuelle	132.833	191.451
moyenne journalière	3 359	4 842

coef. de pointe journalière	1.8	1.8
besoins de pointe journalière	6 046	8 716

4.1/ Stockage

4.1.1/ Volume de stockage

Les réservoirs constituent un volant qui permet d'assurer aux heures de pointe les débits maxima demandés et de combattre efficacement les incendies.

A cause des fluctuations importantes de la demande en eau attribuables aux variations horaires de consommation et à la demande incendie, il y a lieu de distinguer dans le calcul de la réserve requise les différentes composantes que sont:

- _ la réserve d'équilibre
- _ la réserve incendie
- _ les réserves d'urgence et de production

En pratique, d'après les responsables de la SONEES, un volume de stockage de 25% des besoins de consommation journalière moyenne est généralement retenu. Ce qui correspond à un volume de:

$$4842 * 0.25 = 1210 \text{ m}^3 \quad \text{en 2005}$$

NOTA (a)

D'après Roger Labonté le volume d'eau associé à la réserve d'équilibre représente environ 20% du volume d'eau consommé au cours de la journée de consommation moyenne.

De ce fait, en retenant une réserve souhaitable (réserve d'équilibre + réserve incendie + réserve d'urgence), la réserve incendie + urgence représentera alors 5% de la consommation journalière moyenne.

Soit un volume de : $4842 * 0.05 = 240 \text{ m}^3$

Cette valeur sera décomposée en une réserve incendie de 120 m^3 (minimum recommandé par les spécialistes français) ⁽²⁾ et en une réserve d'urgence de 120 m^3 (pour faire face à des événements imprévisibles - bris de conduites ...-).

Ces différentes considérations montrent que la capacité de stockage des deux réservoirs actuels qui est de 675 m^3 sera insuffisante. La mise en chantier aux horizons 2000 d'un nouveau réservoir de **capacité 600 m^3** sera donc nécessaire.

4.1.2/ Caractéristiques physiques du réservoir

Sans entrer ici dans le détail de la conception du château d'eau, nous tenterons de dégager les principales caractéristiques du réservoir qui répondra le mieux aux besoins de Tivaouane aux horizons 2005.

4.1.2.1/ Forme de la cuve

La cuve évasée qui permet de placer le plus haut possible un plus grand volume est plus recommandée sur le plan technique que la cuve cylindrique. Nous porterons donc notre choix sur un château à cuve évasée qui par ailleurs ajoute un élément d'esthétique au décor urbain.⁽¹⁰⁾

En vue de faciliter son entretien, nous recommanderons une subdivision de la cuve en deux compartiments.

4.1.2.2/ Hauteur de la cuve

La régulation des pressions sur le réseau de desserte doit constituer un élément essentiel dans la recherche de la solution optimale. Ainsi les hauteurs exagérées qui donneraient dans le réseau des variations de pressions trop grandes sont à éviter. Pour le réseau de Tivaouane, nous estimons que pour:

- _ limiter les efforts pouvant amener les conduites à se fissurer;

- _ réduire les dépenses de construction des réservoirs qui varient avec l'épaisseur de la tranche d'eau (cette épaisseur est en général entre 3 et 6 m);

une hauteur de la cuve de 5 m est satisfaisante.

4.1.2.3/ Emplacement du réservoir

En première approximation, l'emplacement du réservoir sera choisi de manière à réduire autant que possible le réseau de distribution s'il y a adduction par gravité ou la longueur de refoulement dans le cas d'un pompage.

On a intérêt donc à placer les réservoirs au voisinage du centre de gravité des zones à desservir. Mais diverses considérations peuvent conduire à s'écarter de cette position techniquement optimale:

- _ la topographie des lieux
- _ la nature du sous-sol
- _ des soucis d'esthétique

Dans notre cas, l'emplacement du réservoir dans la réserve prévue entre le noeud 10 et le noeud 11 (voir annexe D) nous semble adéquat. Ceci pour plusieurs raisons:

_ c'est un point autour duquel se développera une vaste zone résidentielle des populations venant des villages environnants (d'après le plan directeur d'urbanisme de Tivaouane).

_ la commune de Tivaouane est une zone relativement plate où les altitudes varient de 50m à 54m.

_ il a l'avantage de minimiser la longueur de la conduite d'adduction par rapport à d'autres sites possibles.

Par ailleurs, nous basant sur les résultats de la simulation de l'ossature des conduites artérielles proposées, nous remarquons qu'en construisant le château d'eau à la côte 90 m, il sera aisé de maintenir les pressions à un niveau acceptable.

4.2/ Traitement

L'eau transportée par la conduite Guiers-Dakar subit au départ dans la station de N'gnith un traitement complet. Cependant, on note un taux de chlore résiduel nul sur la distribution à Tivaouane. Cet aspect devra être surveillé et modifié s'il y a lieu par la mise en place d'un système de chloration pour une meilleure stérilisation de l'eau, les dangers de contamination étant particulièrement importants pour l'eau distribuée par les bornes fontaines .

A cet effet, la mise en place d'une pompe doseuse au niveau des réservoirs devrait être effective dans les meilleurs délais.

L'eau sera surveillée fréquemment par analyse bactériologique: dénombrement des germes test (Escherichia coli, streptocoques fécaux, coliformes) et des germes totaux.

Ces analyses seront effectuées au minimum une fois par mois pour permettre le contrôle de la qualité de l'eau et de sa non

contamination dans le stockage et la distribution.

Des échantillons d'eau devraient être prélevés au niveau des bornes fontaines et au niveau des réservoirs.

4.3/ Réseau de distribution

2.3.1 Généralités

Un réseau nécessite des modifications dès qu'on constate ou qu'on redoute un des phénomènes suivants:

- _ pression insuffisante dans un quartier,
- _ ressource globale insuffisante pouvant amener à un arrêt de la distribution au cours du jour de pointe,
- _ ressource globale suffisante mais mal répartie au cours de la journée de pointe provoquant un arrêt de la distribution pendant une partie de cette journée.

Ces phénomènes ont respectivement pour remède:

- _ un renforcement du réseau de distribution
- _ un renforcement de la production
- _ une augmentation du volume des réservoirs de distribution ou un renforcement du réseau entre les sources d'alimentation du réseau et ses réservoirs.

Les travaux à prévoir sont souvent importants et il est nécessaire d'utiliser des modèles mathématiques pour optimiser les investissements à réaliser. (annexe C)

Pour l'amélioration de la distribution à Tivaouane, nous devons considérer deux problèmes:

- _ un mauvais état partiel du réseau existant qui ne pourra pas faire face à l'augmentation prévue des débits à transiter.
- _ une extension du réseau de distribution à tous les quartiers périphériques (après lotissement) doit être réalisée. Cette extension facilitera la poursuite des branchements sociaux.

Il faudra donc concevoir une mise en place progressive des

canalisations dans les quartiers périphériques après une restructuration du réseau existant.

4.3.2 Coefficient de pointe

Les canalisations devront pouvoir transiter les plus forts débits instantanés en tenant compte du débit de pointe.

Nous supposerons comme la plupart des ingénieurs l'acceptent pour fin de calcul que le taux moyen de consommation durant l'heure de consommation maximale est de 150% du taux moyen horaire de cette journée.

Ainsi nous admettrons que le débit maximal susceptible de sortir des réservoirs au moment de la pointe horaire sera:

$$1.8 * 1.5 * a = 2.7*a$$

avec: a = débit horaire moyen de distribution exprimé en

$$\text{m}^3/\text{h}$$

$$= C/24 = \text{valeur de la consommation journalière répartie sur 24 h.}$$

Afin de tenir compte d'une modification de la demande journalière et d'une marge de sécurité, nous adoptons pour le calcul des conduites un coefficient de pointe égal à 3. On aura alors en 2005:

$$a = 4842/24 = 202 \text{ m}^3/\text{h}$$

soit une pointe horaire de : $3 * 202 = 606 \text{ m}^3/\text{h}$.

4.3.3/ Simulation du réseau

4.3.3.1/ support

Nous avons utilisé pour la simulation du réseau le logiciel WATCAD dans sa version étudiante. (voir annexe C).

Cette version pour étudiants limitée à une capacité de 40 noeuds a été conçue par SIAT INFORMATIQUE INC. au Québec.

4.3.3.2/ Paramètres d'entrée

L'entrée est constituée de deux modules:

4.3.3.2.1/ Module des noeuds

- _ altitude du noeud
- _ consommation du noeud
- _ valeur imposée

En l'absence de statistiques portant sur la répartition de la consommation d'eau par secteur dans la ville de Tivaouane, nous nous appuyons sur la densité de la population et l'importance des équipements pour estimer la demande en eau par noeud.

Cette répartition de la consommation par noeud s'est faite en plusieurs étapes:

- _ répartition de la consommation domestique: évaluation de la consommation totale de chaque zone en tenant compte du nombre d'habitants et répartition aux noeuds qui la délimitent.

- _ répartition de la consommation due aux équipements (bâtiments municipalité, écoles, commerces, services publics...)

- _ identification des zones de maraîchage et répartition de leurs besoins aux noeuds qui les délimitent.

La valeur imposée concerne la hauteur piézométrique des réservoirs.

4.3.3.2.2/ Module des conduites

_ coefficient de Hazen William

Plusieurs facteurs influencent la valeur du coefficient de Hazen William:

- * matériau de la conduite
- * diamètre de la conduite (D)
- * âge et état de la conduite (ϵ/D)

Il est difficile de prétendre qu'un matériau est meilleur qu'un autre. Le choix d'un type de canalisation devra se faire en fonction de nombreux critères parmi lesquels:

- _ Les conditions d'utilisation (adduction, réseau, pression)
- _ La nature des canalisations déjà existantes
- _ Les facilités d'approvisionnement en pièces spéciales et pièces de rechange
- _ Les critères économiques
- _ Les usages locaux
- _ Les facilités d'entretien et de modification

A tivaouane, afin d'uniformiser la nature des conduites et de minimiser les casses, le remplacement de toutes les vieilles conduites en fonte par des conduites en amiante-ciment ou en PVC devrait se faire.

Dans tous les cas, pour les conduites neuves, l'emploi d'un coefficient C de 130 est en règle générale satisfaisant.

Toutefois, pour tenir compte d'un vieillissement des conduites et pour être sécuritaire, nous avons adopté un coefficient de Hazen William de 120 pour les conduites neuves et de 110 pour les vieilles conduites.

_ diamètre de la conduite

_ longueur de la conduite

4.3.3.3/ Résultats

Il est souhaitable, sans que cette condition soit impérative, d'éviter les vitesses supérieures à 1m/s, de même que celles inférieures à 0.5m/s. Les faibles vitesses favorisent en effet la formation de dépôts et une éventuelle contamination bactériologique du réseau, alors que les grandes vitesses augmentent les pertes de charges et altèrent plus rapidement les conduites.

Les vitesses obtenues dans notre cas sont acceptables. Néanmoins en période de consommation maximale, certains quartiers périphériques auront des problèmes de débit avec des vitesses faibles (de l'ordre de 0.1 m/s).

Quand il s'agit de réhabiliter un vieux réseau, le problème est de faire le meilleur compromis entre les coûts d'investissements résultants d'un remplacement important de conduites et le respect des normes locales. Le temps qui nous est imparti ne nous ayant pas permis de faire une analyse économique exhaustive, nous nous sommes basés uniquement sur les résultats de la simulation pour proposer des solutions.

Dans tous les cas, on prévoit que le diamètre minimal en dessous duquel il ne faut pas descendre est de 100mm si on doit assurer une protection contre l'incendie.⁽⁵⁾

En ce qui concerne les pressions, l'absence de grands édifices à Tivaouane permet de se contenter d'une pression minimale de 11 m en période de consommation maximale.

NOTA (5)

Les pompiers imposent pour alimenter leurs lances, un débit de 60m³/h par bouche d'incendie avec une pression résultante de 10m

environ.

En vue de couvrir toute la superficie communale et de satisfaire un service acceptable à tous les abonnés, nous proposons la réalisation des travaux suivants: (voir annexe D)

tableau 4.1: Remplacement de vieilles conduites

longueur (m)	φ initial (mm)	φ proposé (mm)
375	90	110
575	90	160
200	90	110

tableau 4.2: Pose de nouvelles conduites

longueur (m)	nombre	diamètre (mm)
500	7	110
200	1	300
125	1	110
150	1	160
465	1	160

CONCLUSIONS ET RECOMMANDATIONS

L'alimentation en eau d'une agglomération se pose sous deux aspects:

- _ la quantité à distribuer
- _ la qualité de l'eau distribuée

Pour ce qui est de la quantité, l'étude que nous avons faite montre que pour satisfaire les besoins en eau potable de tivaouane en 2005, il convient de :

- _ réaliser un château d'eau de capacité 600 m³
- _ réaliser une amélioration et une extension du réseau de distribution actuel.

En ce qui concerne la qualité, l'objectif doit rester la fourniture d'une eau pure, exempte de danger pour la santé et non pas d'une eau médicinale. Nous recommandons donc une amélioration du traitement actuel par la mise en place d'une pompe doseuse au niveau du réservoir.

Pour une étude plus approfondie, nous recommandons une proposition d'autres variantes (emplacement du réservoir, possibilité de mettre en place des groupes surpresseurs, étude de la conduite d'adduction) et l'analyse économique de la solution proposée que nous n'avons pas pu faire, le temps imparti étant insuffisant.

BIBLIOGRAPHIE

Ouvrages généraux

- (1) P. KOCH " Alimentation en eau des agglomérations " Dunod, Paris, 1969 (deuxième édition)
- (2) A. DUPONT " Hydraulique urbaine " Tome 1 et Tome 2 Eyrolles, Paris, 1974 (troisième édition)
- (3) R.K. LINSLEY, J.B. FRANZINI " Water resources engineering" Mac Grow Hill Book Company, (troisième édition)
- (4) C. GOMELLA, H. GUERREE "Guide de l'alimentation en eau dans les agglomérations urbaines et rurales" Tome 1 Eyrolles, Paris, 1985
- (5) F. VALIRON "Gestion des eaux, alimentation en eau, assainissement" Presses de l'école nationale des ponts et chaussées, Paris, 1985
- (6) F. VALIRON "Momento de l'exploitant de l'eau et de l'assainissement" Technique et Documentation (Lavoisier), Paris, 1986
- (7) J.W. CLARK, W. VIESSMAN, M.J. HAMMER "Water supply and pollution control" International Text Book Company, 1971 (second edition)
- (8) V. L. STREETER "Fluid mechanics", International Student Edition Mc Grow Hill Kogakusha Ltd (6° édition)
- (9) J. RODIER "L'analyse de l'eau" Dunod, Paris, (septième édition)
- (10) A. GUERRIN, R.C. LAVAUUR "Traité de béton armé, tome 4: Réservoirs- châteaux d'eau- piscines" Dunod, Paris'1972 (deuxième édition)

Documentation diverses

- (a) **R.LABONTE** "Hydraulique urbaine", notes de cours
E.P.M. Montréal
- (b) "Avant projet d'alimentation en eau potable des centres urbains de l'intérieur:ville de Tivaouane", Bureau d'études Blanchut et Bertrand pour le compte du ministère du développement rural et de l'hydraulique.1974
- (c) **A. SENE** "Etude du système d'alimentation d'eau de Thiès" projet de fin d'études, E.P.T., 1978
- (d) "Eléments du plan d'urbanisation de la ville de Tivaouane en l'an 2000", Bureau central d'études pour les équipements d'Outre-Mer (BCEOM), 1974
- (e) "Alimentation en eau potable de la petite côte: études de faisabilité et d'avant projet sommaire:phase 2- rapport intermédiaire", SAFEGE, novembre 1989
- (f) **A.SARR** "Cours de mécanique des fluides 2", E.P.T. 1990
- (g) "Alimentation en eau potable", école polytechnique fédérale de Lausanne,département génie rural et géométrie
- (i) **P.GUEYE** "Etude d'une utilisation rationnelle des ressources hydriques pour l'approvisionnement en eau des villes sénégalaises", projet de fin d'études, E.P.T., 1981
- (h) "Balancement des systèmes de distribution d'eau"
Logiciel Watcad,version 2.4, janvier 1989

ANNEXES

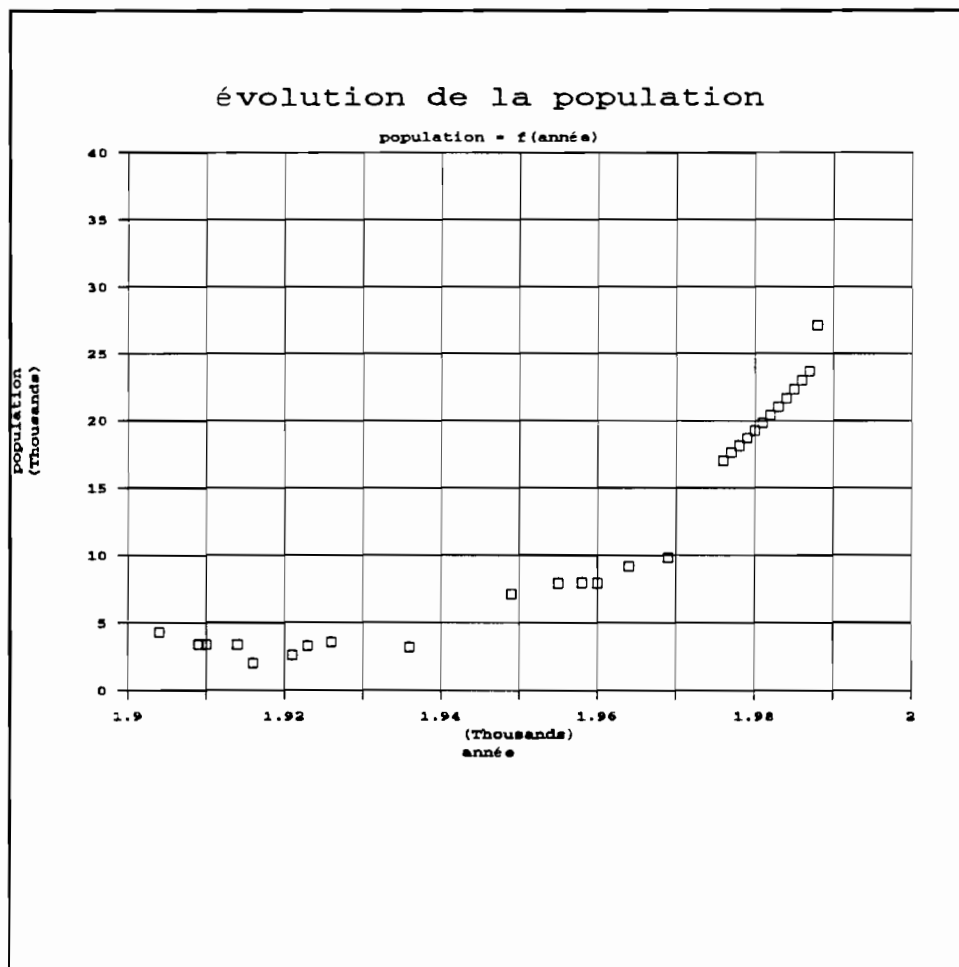
ANNEXE A**Evolution de la population**

année	population	année	population
1904	4.300	1969	9.820
1909	3.400	1976	16.999
1910	3.400	1977	17.616
1914	3.400	1978	18.145
1916	2.000	1979	18.688
1921	2.600	1980	19.240
1923	3.300	1981	19.825
1926	3.600	1982	20.421
1936	3.200	1983	21.034
1949	7.100	1984	21.665
1955	7.900	1985	22.315
1958	7.900	1986	22.984
1960	7.900	1987	23.673
1964	9.200	1988	27.117

Le comportement des populations décrit une courbe en S à l'image du développement d'une population bactérienne dans un milieu de culture limité. Cette courbe en S peut être considérée comme comportant trois portions caractérisées respectivement par:

- _ un accroissement géométrique
- _ un accroissement arithmétique
- _ un accroissement à taux décroissant

L'examen de la courbe des populations (ci-dessous) montre que nous nous trouvons à l'heure actuelle dans la zone d'accroissement géométrique.



Par définition l'accroissement d'une population P est dite géométrique si l'augmentation dp de cette population durant le temps dt est proportionnelle à la population P.

On en déduit la formule suivante:

$$P_n = P_0 \cdot (1+r)^n$$

avec P_n = population à l'année n

P_0 = population à l'année 0

r = taux d'accroissement annuel

d'ou:

$$r = \left(\frac{P_n}{P_0} \right)^{\frac{1}{n}} - 1$$

Entre les deux recensements on a:

$$r = \left[\left(\frac{27117}{16999} \right)^{1/12} - 1 \right] * 100 = 4\%$$

pour la population de Tivaouane.

En ajoutant celle de Pire nous obtenons:

année	population
1989	34.387
1990	35.701
2000	51.977
2005	62.746

ANNEXE B**Relevés des consommations de Tivaouane et de Pire en 1989 et en****1990**

année	1989	1990
particuliers	241.959	278.684
maisons de commerce	2.788	6.033
administration sénégalaise	22.932	31.148
municipalité bâtiments	36.929	41.886
bornes fontaines	248.643	352.995
édicules	3.527	1.682
bouches marchés	15.504	3.738
particuliers 02c	37.187	90.590
établissements publics	8.530	1.666
écoles communales	1.761	1.204
petits maraîchers	16.363	15.217
parcs et jardins	246	269
TOTAL	636.369	825.112

regroupements

domestiques = particuliers + particuliers 02c (grands
consommateurs) + bornes fontaines

municipalité = municipalité bâtiment + édicules + bouches marchés
+ écoles communales + parcs et jardins

ANNEXE C

Modélisation du réseau théorie de base et résultats

Le logiciel est basé sur la méthode de Newton Raphson.

La méthode de Newton Raphson permet la solution d'un système d'équations $F(x)=0$ par la formule itérative:

$$X^{(m+1)} = X^{(m)} - F(X^{(m)}) / F'(X^{(m)}) \quad (C.1)$$

Mathématiquement on peut examiner la convergence de la méthode de Newton Raphson en se servant de la formule de Taylor pour évaluer $F(x)=0$ à une valeur $X^{(m)}$

$$0=F(X) = F(X^{(m)}) + (X-X^{(m)}) * F'(X^{(m)}) + (X-X^{(m)})^2 * F''(\epsilon/Z) \quad (C.2)$$

où ϵ se trouve entre X^m et X

$$X = X^{(m+1)} - (X-X^{(m)})^2 * F''(\epsilon) / 2F'(X^{(m)}) \quad (C.3)$$

Il s'agit d'une convergence quadratique c'est-à-dire que la réduction progressive des erreurs est proportionnelle au carré de l'erreur précédente.

SIMULATION DU RESEAU DE TIVAOUANE EN 2005

NIVEAU DE L'EAU AU TROP PLEIN

PROGRAMME WATCAD (c)

VERSION 2.3

JUIN 1987

PAR : SIAT INFORMATIQUE INC.
549 ST-THOMAS, BUREAU 104
LONGUEUIL, (QUEBEC)
J4H 3A7
TEL.: (514) 677-5653

CETTE COPIE DU PROGRAMME WATCAD EST VOTRE PROPRIETE EXCLUSI
TOUTE UTILISATION DU PROGRAMME PAR D'AUTRES EST INTERDIT
SANS LA PERMISSION EXPLICITE DE SIAT INFORMATIQUE INC.

TITRE: SIMULATION DU RESEAU DE TIVAOUANE

INFORMATIONS GENERALES

NOM DU FICHIER DU RESEAU PLEIN :
NOMBRE DE NOEUDS 38 :
NOMBRE DE CONDUITES 49 :
NOMBRE DE POMPES 0 :
NOMBRE DE CLAPETS 0 :
NOMBRE DE REDUCTEURS 0 :

TOLERANCE DESIREE SUR LE DEBIT : 0.2000 (MCH)
NOMBRE D'ITERATIONS MAXIMUM : 20

ANALYSE

TOLERANCE OBTENUE SUR LE DEBIT : 0.0271 (MCH)
NOMBRE D'ITERATIONS :
CONSOMMATION TOTALE DU RESEAU : -610.0000 (MCH)
DATE DE L'ANALYSE :
HEURE DE L'ANALYSE :

*** TABLEAU DES NOEUDS ***

# NOEUDS	CONSUMMATION (MCH)	ELEVATION (m)	VALEURS Imposées
1	RESERVOIR1	0.00	71.70
2	RESERVOIR2	0.00	71.70
3	N2	25.00	
4	N3	25.00	
5	N4	25.00	
6	N5	20.00	
7	N6	25.00	
8	N7	25.00	
9	N8	20.00	
10	N9	15.00	
11	N10	10.00	
12	N11	25.00	
13	N12	20.00	
14	N13	20.00	
15	N14	20.00	
16	N15	15.00	
17	N16	15.00	
18	N17	25.00	
19	N18	20.00	
20	N19	20.00	
21	N20	20.00	
22	N21	25.00	
23	N22	20.00	
24	N23	20.00	
25	N24	20.00	
26	N25	20.00	
27	N26	20.00	
28	N27	5.00	
29	N28	5.00	
30	N29	20.00	
31	RESERVOIR3	0.00	90.00 (m)
32	N30	10.00	
33	N31	10.00	
34	N32	10.00	
35	N33	10.00	
36	N34	10.00	
37	N35	10.00	
38	N36	5.00	

*** TABLEAU DES CONDUITES ***

DU NOEUD I	AU NOEUD J	COEF H.W	DIAMETRE (mm)	LONGUEUR (m)
1 RESERVOIR1	N2	110.00	250.00	210
2 RESERVOIR2	N13	110.00	250.00	410
3 N2	N3	110.00	160.00	150
4 N2	N7	110.00	160.00	400
5 N3	N4	110.00	160.00	275
6 N3	N6	110.00	160.00	630
7 N3	N14	110.00	160.00	360
8 N4	N5	110.00	110.00	575
9 N4	N27	120.00	110.00	250
10 N5	N7	120.00	110.00	225
11 N5	N28	120.00	110.00	325
12 N6	N26	110.00	160.00	575
13 N6	N36	120.00	110.00	500
14 N7	N8	110.00	160.00	90
15 N8	N9	110.00	110.00	350
16 N9	N11	110.00	160.00	350
17 N10	N11	110.00	160.00	850
18 N11	N12	110.00	110.00	535
19 N11	N15	110.00	160.00	250
20 N12	N13	110.00	160.00	315
21 N12	N16	110.00	110.00	125
22 N13	N14	110.00	160.00	150
23 N13	N17	110.00	160.00	125
24 N14	N18	110.00	160.00	125
25 N15	N16	110.00	110.00	550
26 N15	N19	110.00	160.00	500
27 N15	N30	120.00	110.00	500
28 N16	N17	110.00	110.00	320
29 N16	N20	110.00	110.00	325
30 N17	N18	110.00	110.00	150
31 N18	N22	110.00	160.00	350
32 N18	N26	110.00	160.00	575
33 N19	N20	110.00	110.00	550
34 N19	N23	110.00	160.00	300
35 N19	N31	120.00	110.00	500
36 N20	N29	110.00	110.00	120
37 N21	N22	110.00	110.00	255
38 N21	N24	110.00	110.00	375
39 N21	N29	110.00	110.00	250
40 N22	N25	110.00	160.00	325
41 N23	N24	110.00	160.00	450
42 N23	N29	110.00	110.00	400
43 N23	N32	120.00	110.00	500
44 N24	N25	110.00	160.00	410
45 N24	N33	120.00	110.00	500
46 N25	N26	110.00	160.00	475
47 N25	N34	120.00	110.00	500
48 N26	N35	120.00	110.00	500
49 RESERVOIR3	N11	120.00	250.00	200

*** RESULTATS DES DEBITS ***

----- LIENS -----		DIAM.	CHW	LONG.	DEBIT	PERTE	
NOEUD I	NOEUD J	(mm)		(m)	(MCH)	(m)	
1	RESERVOIR1	N2	250.0	110.	210.0	145.73	0.82
2	RESERVOIR2	N13	250.0	110.	410.0	146.20	1.64
3	N2	N3	160.0	110.	150.0	101.18	2.68
4	N2	N7	160.0	110.	400.0	19.55	0.34
5	N3	N4	160.0	110.	275.0	24.12	0.34
6	N3	N6	160.0	110.	630.0	44.81	2.49
7	N3	N14	160.0	110.	360.0	7.26	0.05
8	N4	N5	110.0	110.	575.0	-5.88	0.33
9	N4	N27	110.0	120.	250.0	5.00	0.05
10	N5	N7	110.0	120.	225.0	-30.88	2.35
11	N5	N28	110.0	120.	325.0	5.00	0.12
12	N6	N26	160.0	110.	575.0	14.81	0.29
13	N6	N36	110.0	120.	500.0	5.00	0.18
14	N7	N8	160.0	110.	90.0	-36.34	0.24
15	N8	N9	110.0	110.	350.0	-56.34	13.09
16	N9	N11	160.0	110.	350.0	-71.34	3.27
17	N10	N11	160.0	110.	850.0	-10.00	0.21
18	N11	N12	110.0	110.	535.0	51.50	16.55
19	N11	N15	160.0	110.	250.0	160.24	10.44
20	N12	N13	160.0	110.	315.0	12.59	0.12
21	N12	N16	110.0	110.	125.0	18.89	0.62
22	N13	N14	160.0	110.	150.0	84.52	1.92
23	N13	N17	160.0	110.	125.0	54.30	0.70
24	N14	N18	160.0	110.	125.0	71.77	1.18
25	N15	N16	110.0	110.	550.0	31.76	7.12
26	N15	N19	160.0	110.	500.0	103.47	9.29
27	N15	N30	110.0	120.	500.0	10.00	0.65
28	N16	N17	110.0	110.	320.0	6.26	0.20
29	N16	N20	110.0	110.	325.0	29.39	3.64
30	N17	N18	110.0	110.	150.0	35.56	2.39
31	N18	N22	160.0	110.	350.0	50.87	1.75
32	N18	N26	160.0	110.	575.0	36.46	1.55
33	N19	N20	110.0	110.	550.0	13.53	1.47
34	N19	N23	160.0	110.	300.0	59.94	2.03
35	N19	N31	110.0	120.	500.0	10.00	0.65
36	N20	N29	110.0	110.	120.0	22.92	0.85
37	N21	N22	110.0	110.	255.0	-11.40	0.50
38	N21	N24	110.0	110.	375.0	-4.04	0.11
39	N21	N29	110.0	110.	250.0	-9.56	0.35
40	N22	N25	160.0	110.	325.0	19.47	0.27
41	N23	N24	160.0	110.	450.0	23.30	0.53
42	N23	N29	110.0	110.	400.0	6.64	0.29
43	N23	N32	110.0	120.	500.0	10.00	0.65
44	N24	N25	160.0	110.	410.0	-10.74	0.11
45	N24	N33	110.0	120.	500.0	10.00	0.65
46	N25	N26	160.0	110.	475.0	-21.27	0.47
47	N25	N34	110.0	120.	500.0	10.00	0.65
48	N26	N35	110.0	120.	500.0	10.00	0.65
49	RESERVOIR3	N11	250.0	120.	200.0	318.07	2.88

*** RESULTATS DES PRESSIONS ***

NOEUD	CONSOMMATION (MCH)	ELEVATION (m)	HAUTEUR PIEZOMETRIQUE (m)
1 RESERVOIR1	-145.73	54.20	71.70
2 RESERVOIR2	-146.20	54.20	71.70
3 N2	25.00	54.20	70.86
4 N3	25.00	54.10	68.19
5 N4	25.00	55.10	67.84
6 N5	20.00	55.30	68.17
7 N6	25.00	53.00	65.70
8 N7	25.00	55.08	70.52
9 N8	20.00	55.90	70.76
10 N9	15.00	56.25	83.85
11 N10	10.00	55.00	86.91
12 N11	25.00	54.50	87.12
13 N12	20.00	54.50	70.17
14 N13	20.00	54.25	70.06
15 N14	20.00	54.00	68.14
16 N15	15.00	53.75	76.67
17 N16	15.00	54.50	69.56
18 N17	25.00	53.00	69.35
19 N18	20.00	54.00	66.96
20 N19	20.00	53.50	67.38
21 N20	20.00	54.00	65.91
22 N21	25.00	53.50	64.72
23 N22	20.00	53.25	65.21
24 N23	20.00	54.95	65.35
25 N24	20.00	53.90	64.82
26 N25	20.00	52.75	64.94
27 N26	20.00	52.50	65.41
28 N27	5.00	55.20	67.75
29 N28	5.00	54.00	68.05
30 N29	20.00	54.50	65.07
31 RESERVOIR3	-318.07	53.00	90.00
32 N30	10.00	53.50	76.03
33 N31	10.00	54.25	66.73
34 N32	10.00	52.00	64.70
35 N33	10.00	53.00	64.18
36 N34	10.00	52.00	64.29
37 N35	10.00	53.00	64.76
38 N36	5.00	52.60	65.52

NIVEAU DE L'EAU AU RADIER

PROGRAMME WATCAD (c)

VERSION 2.3

JUIN 1987

PAR : SIAT INFORMATIQUE INC.
549 ST-THOMAS, BUREAU 104
LONGUEUIL, (QUEBEC)
J4H 3A7
TEL.: (514) 677-5653

CETTE COPIE DU PROGRAMME WATCAD EST VOTRE PROPRIETE EXCLUSI
TOUTE UTILISATION DU PROGRAMME PAR D'AUTRES EST INTERDIT
SANS LA PERMISSION EXPLICITE DE SIAT INFORMATIQUE INC.

TITRE: SIMULATION DU RESEAU DE TIVAOUANE

INFORMATIONS GENERALES

NOM DU FICHIER DU RESEAU RADIER :

NOMBRE DE NOEUDS 38 :

NOMBRE DE CONDUITES 49 :

NOMBRE DE POMPES 0 :

NOMBRE DE CLAPETS 0 :

NOMBRE DE REDUCTEURS 0 :

TOLERANCE DESIREE SUR LE DEBIT : 0.2000 (MCH)

NOMBRE D'ITERATIONS MAXIMUM : 20

ANALYSE

TOLERANCE OBTENUE SUR LE DEBIT : 0.0268 (MCH)

NOMBRE D'ITERATIONS : 6

CONSOMMATION TOTALE DU RESEAU : - 609.9882 (MCH)

DATE DE L'ANALYSE :

HEURE DE L'ANALYSE :

*** TABLEAU DES NOEUDS ***

# NOEUDS	CONSOMMATION (MCH)	ELEVATION (m)	VALEURS Imposées
1 RESERVOIR1	0.00	54.20	71.70(m)
2 RESERVOIR2	0.00	54.20	71.70 (m)
3 N2	25.00	54.20	
4 N3	25.00	54.10	
5 N4	25.00	55.10	
6 N5	20.00	55.30	
7 N6	25.00	53.00	
8 N7	25.00	55.08	
9 N8	20.00	55.90	
10 N9	15.00	56.25	
11 N10	10.00	55.00	
12 N11	25.00	54.50	
13 N12	20.00	54.50	
14 N13	20.00	54.25	
15 N14	20.00	54.00	
16 N15	15.00	53.75	
17 N16	15.00	54.50	
18 N17	25.00	53.00	
19 N18	20.00	54.00	
20 N19	20.00	53.50	
21 N20	20.00	54.00	
22 N21	25.00	53.50	
23 N22	20.00	53.25	
24 N23	20.00	54.95	
25 N24	20.00	53.90	
26 N25	20.00	52.75	
27 N26	20.00	52.50	
28 N27	5.00	55.20	
29 N28	5.00	54.00	
30 N29	20.00	54.50	
31 RESERVOIR3	0.00	53.00	85.00 (m)
32 N30	10.00	53.50	
33 N31	10.00	54.25	
34 N32	10.00	52.00	
35 N33	10.00	53.00	
36 N34	10.00	52.00	
37 N35	10.00	53.00	
38 N36	5.00	52.60	

*** TABLEAU DES CONDUITES ***

	DU NOEUD I	AU NOEUD J	COEF H.W	DIAMETRE (mm)	LONGUEUR (m)
1	RESERVOIR1	N2	110.00	250.00	210
2	RESERVOIR2	N13	110.00	250.00	410
3	N2	N3	110.00	160.00	150
4	N2	N7	110.00	160.00	400
5	N3	N4	110.00	160.00	275
6	N3	N6	110.00	160.00	630
7	N3	N14	110.00	160.00	360
8	N4	N5	110.00	110.00	575
9	N4	N27	120.00	110.00	250
10	N5	N7	120.00	110.00	225
11	N5	N28	120.00	110.00	325
12	N6	N26	110.00	160.00	575
13	N6	N36	120.00	110.00	500
14	N7	N8	110.00	160.00	90
15	N8	N9	110.00	110.00	350
16	N9	N11	110.00	160.00	350
17	N10	N11	110.00	160.00	850
18	N11	N12	110.00	110.00	535
19	N11	N15	110.00	160.00	250
20	N12	N13	110.00	160.00	315
21	N12	N16	110.00	110.00	125
22	N13	N14	110.00	160.00	150
23	N13	N17	110.00	160.00	125
24	N14	N18	110.00	160.00	125
25	N15	N16	110.00	110.00	550
26	N15	N19	110.00	160.00	500
27	N15	N30	120.00	110.00	500
28	N16	N17	110.00	110.00	320
29	N16	N20	110.00	110.00	325
30	N17	N18	110.00	110.00	150
31	N18	N22	110.00	160.00	350
32	N18	N26	110.00	160.00	575
33	N19	N20	110.00	110.00	550
34	N19	N23	110.00	160.00	300
35	N19	N31	120.00	110.00	500
36	N20	N29	110.00	110.00	120
37	N21	N22	110.00	110.00	255
38	N21	N24	110.00	110.00	375
39	N21	N29	110.00	110.00	250
40	N22	N25	110.00	160.00	325
41	N23	N24	110.00	160.00	450
42	N23	N29	110.00	110.00	400
43	N23	N32	120.00	110.00	500
44	N24	N25	110.00	160.00	410
45	N24	N33	120.00	110.00	500
46	N25	N26	110.00	160.00	475
47	N25	N34	120.00	110.00	500
48	N26	N35	120.00	110.00	500
49	RESERVOIR3	N11	120.00	250.00	200

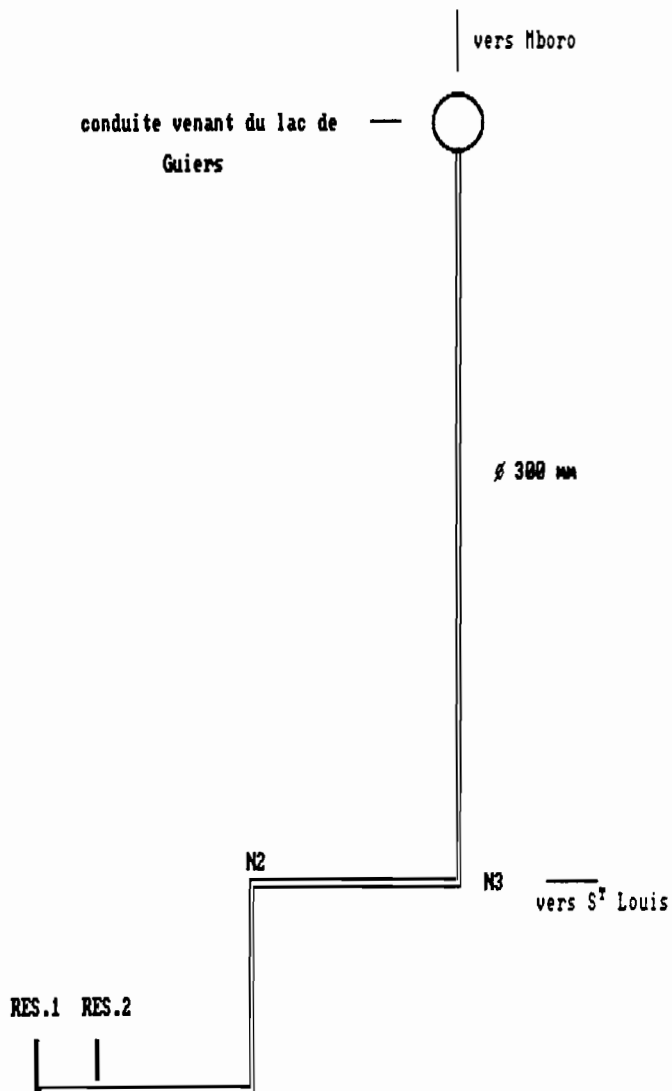
*** RESULTATS DES DEBITS ***

----- LIENS -----		DIAM.	CHW	LONG.	DEBIT	PERTE	
NOEUD I	NOEUD J	(mm)		(m)	(MCH)	(m)	
1	RESERVOIR1	N2	250.0	110.	210.0	158.66	0.34
2	RESERVOIR2	N13	250.0	110.	410.0	162.81	2.01
3	N2	N3	160.0	110.	150.0	106.09	2.92
4	N2	N7	160.0	110.	400.0	27.57	0.64
5	N3	N4	160.0	110.	275.0	24.33	0.35
6	N3	N6	160.0	110.	630.0	46.79	2.65
7	N3	N14	160.0	110.	360.0	9.97	0.65
8	N4	N5	110.0	110.	575.0	-5.67	0.31
9	N4	N27	110.0	120.	250.0	5.00	0.65
10	N5	N7	110.0	120.	225.0	-30.67	2.38
11	N5	N28	110.0	120.	325.0	5.00	0.12
12	N6	N26	160.0	110.	575.0	16.79	0.37
13	N6	N36	110.0	120.	500.0	5.00	0.18
14	N7	N8	160.0	110.	90.0	-28.09	0.15
15	N8	N9	110.0	110.	350.0	-48.09	9.77
16	N9	N11	160.0	110.	350.0	-63.09	2.60
17	N10	N11	160.0	110.	850.0	-10.00	0.21
18	N11	N12	110.0	110.	535.0	44.44	12.90
19	N11	N15	160.0	110.	250.0	145.98	8.75
20	N12	N13	160.0	110.	315.0	2.50	0.01
21	N12	N16	110.0	110.	125.0	21.92	0.81
22	N13	N14	160.0	110.	150.0	86.03	1.58
23	N13	N17	160.0	110.	125.0	59.29	0.85
24	N14	N18	160.0	110.	125.0	75.99	1.31
25	N15	N16	110.0	110.	550.0	26.02	4.92
26	N15	N19	160.0	110.	500.0	94.96	7.85
27	N15	N30	110.0	120.	500.0	10.00	0.65
28	N16	N17	110.0	110.	320.0	1.81	0.02
29	N16	N20	110.0	110.	325.0	31.12	4.65
30	N17	N18	110.0	110.	150.0	36.13	2.46
31	N18	N22	160.0	110.	350.0	54.24	1.97
32	N18	N26	160.0	110.	575.0	37.88	1.66
33	N19	N20	110.0	110.	550.0	11.25	1.04
34	N19	N23	160.0	110.	300.0	53.71	1.66
35	N19	N31	110.0	120.	500.0	10.00	0.65
36	N20	N29	110.0	110.	120.0	22.37	0.81
37	N21	N22	110.0	110.	255.0	-13.22	0.65
38	N21	N24	110.0	110.	375.0	-3.96	0.10
39	N21	N29	110.0	110.	250.0	-7.82	0.24
40	N22	N25	160.0	110.	325.0	21.03	0.32
41	N23	N24	160.0	110.	450.0	18.26	0.34
42	N23	N29	110.0	110.	400.0	5.45	0.20
43	N23	N32	110.0	120.	500.0	10.00	0.65
44	N24	N25	160.0	110.	410.0	-15.70	0.23
45	N24	N33	110.0	120.	500.0	10.00	0.65
46	N25	N26	160.0	110.	475.0	-24.67	0.62
47	N25	N34	110.0	120.	500.0	10.00	0.65
48	N26	N35	110.0	120.	500.0	10.00	0.65
49	RESERVOIR3	N11	250.0	120.	200.0	288.52	2.40

*** RESULTATS DES PRESSIONS ***

NOEUD	CONSOMMATION (MCH)	ELEVATION (m)	HAUTEUR PIEZOMETRIQUE (m)
1 RESERVOIR1	-158.66	54.20	71.70
2 RESERVOIR2	-162.81	54.20	71.70
3 N2	25.00	54.20	70.72
4 N3	25.00	54.10	67.80
5 N4	25.00	55.10	67.45
6 N5	20.00	55.30	67.76
7 N6	25.00	53.00	65.11
8 N7	25.00	55.08	70.08
9 N8	20.00	55.90	70.23
10 N9	15.00	56.25	79.99
11 N10	10.00	55.00	82.39
12 N11	25.00	54.50	82.60
13 N12	20.00	54.50	69.70
14 N13	20.00	54.25	69.69
15 N14	20.00	54.00	67.71
16 N15	15.00	53.75	73.81
17 N16	15.00	54.50	68.88
18 N17	25.00	53.00	68.86
19 N18	20.00	54.00	66.40
20 N19	20.00	53.50	65.88
21 N20	20.00	54.00	64.84
22 N21	25.00	53.50	63.78
23 N22	20.00	53.25	64.43
24 N23	20.00	54.95	64.22
25 N24	20.00	53.90	63.88
26 N25	20.00	52.75	64.12
27 N26	20.00	52.50	64.74
28 N27	5.00	55.20	67.36
29 N28	5.00	54.00	67.64
30 N29	20.00	54.50	64.02
31 RESERVOIR3	-288.52	53.00	85.00
32 N30	10.00	53.50	73.16
33 N31	10.00	54.25	65.23
34 N32	10.00	52.00	63.57
35 N33	10.00	53.00	63.24
36 N34	10.00	52.00	63.47
37 N35	10.00	53.00	64.09
38 N36	5.00	52.60	64.93

DETAIL DE LA CONDUITE D'ADDUCTION
ACTUELLE



ANNEXE F

ETUDE DES COUTS

Les prix unitaires utilisés sont définis en valeur base 1991 hors droits de douanes et de taxes.

Ces prix sont établis à partir des valeurs de 1989 déterminées lors de l'étude AEP de la petite côte.^(e)

En l'absence de plus amples informations, nous utiliserons un taux d'actualisation moyen de 10%.

coût d'investissement

1 CHATEAU D'EAU

Le coût des réservoirs en 1989 est donné dans le tableau suivant.

prix des réservoirs (en millions de fCFA base 1989)

capacité m ³	hauteur	sol/semi enterré	15m	20m	30m	40m
100	génie civil	14	22	23	25	27
	équipement	3	5	6	6	6
	total	17	27	29	31	33
200	génie civil	16	26	28	30	33
	équipement	3	6	7	8	8
	total	19	32	35	38	41
250	génie civil	19	30	33	35	38
	équipement	4	7	8	9	9
	total	23	37	41	44	47
300	génie civil	22	35	38	41	45
	équipement	4	7	8	9	9
	total	26	42	46	50	54
400	génie civil	24	37	41	45	48
	équipement	6	7	8	9	9
	total	30	44	49	54	57

500	génie civil	26	39	45	50	60
	équipement	7	7	9	10	11
	total	33	46	54	60	71
1000	génie civil	35	60	64	69	74
	équipement	10	15	17	19	20
	total	45	75	81	88	94

prix des réservoirs (en millions de fCFA base 1991)

capacité m ³	hauteur	sol/semi enterré	15m	20m	30m	40m
100	total	19.5	33	35	37.5	42
200	total	24.2	38	42.4	46	50
250	total	27.8	46	49.6	53.3	58
300	total	31.5	52	56.9	56.9	66
400	total	36.3	55	59.3	65.4	71
500	total	41.2	57	65.4	73.9	86
1000	total	54.5	90	98.1	107	115

POMPE DOSEUSE ET ACCESSOIRES

600.000 fCFA

CANALISATIONS / BRANCHEMENT

La fourniture et la pose des canalisations, y compris les pièces spéciales de raccordement et vannes seront estimées au mètre linéaire à partir du tableau suivant:

diamètre (mm)	coût au ml
63	3875
90	5800
110	8100
160	12700
200	20000
250	28100
315	39600

COUT D'EXPLOITATION

produit de traitement

Sulfate d'alumine	130CFA/kg
Chaux	132CFA/kg
Hypochlorite de sodium	1402CFA/kg

frais de structure

$1.21 \cdot 10^6$ /an/agent

RECETTES DE VENTES D'EAU

Le tarif de l'eau en vigueur depuis le 6^{ème} bimestre 89 distingue pour les villes non assainies les tranches suivantes (prix hors TVA et surtaxe municipale).

décomposition du tarif eau au mètre cube

type de clients	tarif
PARTICULIERS COMPTEURS DE ϕ 15 mm	
de 0 à 20 m ³ /bimestre	105.06
de 20 à 180 m ³ /bimestre	296.57
au-delà de 180 m ³ /bimestre	341.06
PARTICULIERS COMPTEURS DE ϕ 20 mm	
de 0 à 180 m ³	296.57
au-delà de 180 m ³	341.06
MUNICIPALITÉS, ETS PUBLICS, ADMINISTRATION, ECOLES COMMUNALES, AD. ETRANGERS, INST. RELIGIEUSES A BUT LUCRATIF	
de 0 à X m ³	296.57
au-delà de X m ³	341.06
édicules, bouches marchés, institutions religieuses sans but lucratif.	128.46
MARAICHERS, PARCS ET JARDINS	
de 0 à 3000 m ³	45.39
de 3000 à 20.000 m ³	64.42
au-delà de 20.000 m ³	296.57

En ce qui concerne les bornes fontaines, nous proposons d'imposer un tarif de 5 F par bassine de 20 l. Une étude plus approfondie devrait déterminer le tarif à appliquer au concessionnaire.

NOTA (e)

En 1989, à Mbour 62 % des personnes recensées était d'accord pour payer l'eau à la borne fontaine (à raison de 10 F par bassine de 20 l).