

REPUBLIQUE DU SENEGAL

UNIVERSITE CHEIKH ANTA DIOP DE DAKAR



ECOLE SUPERIEUR POLYTECHNIQUE

CENTRE DE THIES

GC.025

PROJET DE FIN D'ETUDES

EN VUE DE L'OBTENTION DU DIPLOME D'INGENIEUR DE CONCEPTION

**Titre: Assainissement des eaux usées de Ouakam :
Mise en place d'un système semi-collectif**

Auteurs : Mor Lo
: Omar Dème

Directeurs internes : M. El Hadj Bamba Diaw
: M. Séni Tamba

Directeur externe : M. Mamadou Guéye
ingénieur à GRESTEC

Année Universitaire 2004/2005

DEDICACES

☞ Omar DÈME

Je dédie ce travail:

- ☉ A mon feu père, El Hadji Moussa DÈME; qui m'a mis dans le bon chemin
- ☉ A ma feu mère, Rakhy DÈME, décédée au cours de ma formation;
- ☉ A mon épouse, Sokhna FALL;
- ☉ A mes adorables enfants;
- ☉ A tous mes frères et soeurs;
- ☉ A tous mes amis.

☞ Mor Lo

Je dédie ce travail:

- ✚ A mon défunt père Abdoulaye Lo;
- ✚ A ma mère Aminata Niang;
- ✚ A mon oncle Cheikh Gaye;
- ✚ A mes frères Birane Lo et Bara Lo;
- ✚ A toute ma famille;
- ✚ A tous les élèves de l'ESP Centre de Thiès.

REMERCIEMENTS

Nous aimerions exprimer notre reconnaissance à tous ceux qui ont de près ou de loin contribué à la réalisation de ce travail et plus particulièrement :

- ☞ **Messieurs El Hadj Bamba DIAW et Séni TAMBA, professeurs à l'ESP et directeurs de ce projet, qui n'ont ménagé aucun effort pour sa réussite;**
- ☞ **Monsieur Mamadou Guèye, ingénieur à GRESTEC, directeur externe de ce projet;**
- ☞ **Monsieur Antoine J.M. Diallo Directeur général de GRESTEC ;**
- ☞ **Monsieur Seyni Ndoye, professeur d'Assainissement à l'ESP, pour ses conseils et son appui en documentation ;**
- ☞ **Monsieur Sérigne Lèye Thioune, Directeur de l'Aménagement Urbain à la mairie de Dakar et professeur à l'ESP;**
- ☞ **Monsieur Ibrahima Dione, chef de la Division Laboratoire à la station d'épuration de Cambérène, pour son soutien ;**
- ☞ **Monsieur Mamadou Diop, responsable des stations de pompage des Almadies à la station d'épuration de Cambérène ;**
- ☞ **Monsieur Ismaila Diagne, responsable de la cellule Assainissement à la mairie de Ouakam ;**
- ☞ **Monsieur Daouda Gningue, Directeur du Projet REGEFOR pour son appui matériel.**

L'ensemble des professeurs qui ont contribué à notre formation.

Et tous ceux qui ont contribué de près ou de loin à la réussite de ce projet

Qu'ils veillent trouver, ici, l'expression de notre gratitude et de nos sincères remerciements.

SOMMAIRE

A travers ce projet nous proposons un système d'assainissement des eaux usées pour le village traditionnel de Ouakam. Il s'agit d'améliorer le système autonome existant par la mise en place d'un réseau gravitaire de faible diamètre (RGF) qui reprend les eaux partiellement traitées au niveau des fosses.

Après leur collecte, ces eaux seront:

- ✓ soit retraitées par une station de traitement à boues activées nouvellement construite pour les besoins du projet,
- ✓ soit rejetées directement dans le réseau d'eaux usées de Dakar pour leur traitement par les stations existantes.

La première option de traitement proposée (boues activées) présente, par rapport à l'efficacité du traitement, une DBO5 résiduelle (2,65mg/l) en dessous des normes fixées par la réglementation sénégalaise (40mg/l).

Par contre l'impacte économique et la disponibilité de l'espace nous ont poussé à étudier une deuxième option de l'évacuation vers une station de relèvement existante : la station de pompage des Almadies.

Techniquement ces deux options sont toutes valables et permettent d'atteindre les objectifs fixés à savoir améliorer les conditions de vie des populations de Ouakam en préservant l'environnement dans le respect des normes.

TABLE DES MATIERS

LISTE DES FIGURES.....	VI
LISTE DES TABLEAUX.....	VII
LISTE DES ABREVIATIONS.....	VIII
LISTE DES ANNEXES.....	IX
Introduction	1
Chapitre I Présentation de la zone d'étude	3
I-1 Présentation générale.....	3
I-2 Situation géographique.....	3
I-3 Situation administrative.....	3
I-4 Approvisionnement en eau.....	4
I-5 Climat.....	4
I-6 Géologie.....	5
I-7 Hydrogéologie.....	6
Chapitre II Généralités sur les eaux usées.....	7
II – 1 Les eaux ménagères.....	7
II – 2 Les eaux vannes	7
Chapitre III Problématique de l'assainissement des Eaux Usées.....	9
III-1 Enquêtes.....	9
III-1.1 – Questionnaire.....	9
III-1.2 – Entretiens.....	10
III-1.3 – Observations	10
III-2 Mode d'occupation du sol.....	10
III-3 Les infrastructures d'assainissement existantes	11
III-3-1 L'expérience de Gouye Sor.....	11
III-3-2 Le Projet eau à Long Terme.....	16
Chapitre IV Etude comparative entre les différents systèmes	19
IV-1 Le système collectif.....	19
IV-1-1 Le système unitaire.....	19
IV-1- 2 Le système séparatif.....	20
IV-1- 3 Le système pseudo-séparatif.....	21
IV-2 Le système d'assainissement autonome	21
IV- 3 Le système semi-collectif	22
Chapitre V Justification et description du système Semi Collectif	23
V-1 Justification	23
V-2 Description du système	23
V-2-1 Les installations sanitaires internes	23
V-2-2 Les bacs dégraisseurs.....	24
V-2-3 Les fosses septiques (fosses d'interception)	25
V-2-4 La connexion domiciliaire.....	26
V-2-5 Les organes et accessoires du réseau	27
V-2-5-1 Les bouches de nettoyage	27
V-2-5-2 Les regards de jonction et d'exutoire.....	29
V-2-5-3 Les boîtes de passage.....	30
V-2-5-4 Les stations de relèvement	30

Chapitre VI Conception du Réseau	33
VI-1 Détermination des Paramètres de Conception	33
VI-1-1 Etude topographique.....	33
VI-1 -2 Evaluation des populations à desservir.....	33
VI-1 -2- 1 La population actuelle	33
VI-1 -2- 2 La population future	36
VI-1-3 Evaluation du débit maximal	37
VI-1-4 Tracé du réseau.....	38
VI-2 Dimensionnement du réseau et des ouvrages annexes	39
VI-2-1 La fosse septique	39
VI-2-2 Les bacs dégraisseurs.....	42
VI-2-3 Les regards	42
VI-2-4 Les collecteurs.....	43
VI-2-5 La Station de relèvement	46
VI-2-5-1 Calcul du volume de la bache	47
VI-2-5-2 La structure de la bache	48
VI-2-5-3 Calcul de la puissance des pompes.....	63
Chapitre VII Traitement et rejet	66
VII-1 Généralités	66
VII-2 Choix du type de traitement.....	67
VII-2 -1 Le lagunage.....	67
VII-2 -2 Les stations à lits bactériens	68
VII-2 -3 Les stations à boues activées	69
VII-3 Traitement par boues activées.....	70
VII-3-1 Généralités sur l'épuration des eaux résiduaires.....	70
VII-3-1-1 Croissance des bactéries en fonction de la nourriture.....	70
VII-3-1-2 La demande biochimique en oxygène (DBO)	71
VII-3-2 Principe du traitement	71
VII-3-3 Calcul de la station.....	72
VII-3-3-1 Bases de dimensionnement.....	72
VII-3-3-2 Dimensionnement des éléments de la station	75
VII-3-3-2-1 Le bassin d'activation	75
VII-3-3-2-2 Le décanteur secondaire et bassin de chloration.....	78
VII-3-3-2-3 Les lits de séchage	79
VII-3-3-2-4 Tableaux récapitulatifs de la station	80
VII-4 Choix final	81
VII-5 Etude de la conduite de refoulement	81
Chapitre VIII Evaluation financière.....	82
VIII-1 Première variante	82
VIII-2 Deuxième variante	84
Conclusion	87
Recommandations.....	88
Annexes	89
Bibliographies	129

LISTES DES FIGURES

Figure 1 : Coupe lithologique du sol.....	5
Figure 2 : Module Sanitaire.....	24
Figure 3 : Bac dégraisseur.....	25
Figure 4 : Connection domiciliaire.....	27
Figure 5 : Bouche de nettoyage sur le réseau.....	28
Figure 6 : Bouche de nettoyage en bout de ligne.....	28
Figure7 : Regard d'exutoire	29
Figure 8 : Boîte de passage.....	30
Figure 9 : Poste de relèvement.....	32
Figure10 : Profil en long type.....	39
Figure11 : Fosse septique.....	41
Figure12 : Regard de jonction.....	42
Figure13 : Coupe type de tranchée.....	43
Figure14 : Coupe transversale de conduite.....	46
Figure15 : Coupe transversale de la bâche.....	50
Figure16 : Schéma de ferrailage.....	63
Figure17 : Schéma de principe de traitement par boues activées.....	72

LISTE DES TABLEAUX

Tableau 1 : valeurs moyennes indicatives des effluents domestiques.....	7
Tableau 2 : valeurs moyennes sur les excréments humaines.....	8
Tableau 3 : caractéristiques des stations de relevage.....	31
Tableau 4 : population du village de Ouakam en 2004.....	34
Tableau 5 : population de Ouakam de 1988 et 2002.....	34
Tableau 6 : population du village traditionnel de Ouakam en 2005.....	36
Tableau 7 : population du village traditionnel de Ouakam en 2015.....	36
Tableau 8 : effort suivant les cerces.....	54
Tableau 9 : armatures à l'ELU.....	55
Tableau 10 : armatures à l'ELS.....	56
Tableau 11 : choix des barres et espacement.....	56
Tableau 12 : variation du moment positif.....	57
Tableau 13 : choix des barres transversales.....	59
Tableau 14 : valeurs des coefficients a' , a et a_m en fonction de C_m	76
Tableau 15 : caractéristiques de la station.....	80
Tableau 16 : caractéristiques géométriques de la station.....	81

LISTE DES ABREVIATIONS

PVC	: Polychlorure de Vinyle
DCO	: Demande Chimique en Oxygène
DBO	: Demande Biochimique en Oxygène
MES	: Matières En Suspension
ONAS	: Office National de l'Assainissement du Sénégal
DPS	: Direction de la Prévision et de la Statistique
SDE	: Sénégalaise Des Eaux
CP	: Coefficient de Pointe
Cp	: Consommation de pointe
DGPRES	: Direction de Gestion et de Planification des Ressources en Eaux
OMS	: Organisation Mondiale de la Santé
PAQPUD	: Programme d'Assainissement des Quartiers Périurbains de Dakar
EP	: Eaux Pluviales
EU	: Eaux Usées
PELT	: Projet Eau à Long Terme
RGF	: Régime Gravitaire Faible Diamètre
AGETIP	: Agence d'Exécution des Travaux d'Intérêt Public
Step	: Station d'épuration

LISTE DES ANNEXES

Annexe 1 : plan d'occupation du sol.....	90
Annexe 2 : plan topographique.....	91
Annexe 3 : plan du réseau.....	92
Annexe 4 : tableaux de dimensionnement.....	93
Annexe 5 : abaques donnant les valeurs des Ki.....	120
Annexe 6 : fiche d'enquête.....	127

Introduction

L'assainissement se définit comme étant l'action d'évacuer rapidement, loin des habitations et dans des conditions préservant le milieu environnant, tous les déchets liquides ou solides pouvant donner lieu à des putréfactions et nuisances de toutes sortes.

L'assainissement est donc un ensemble d'activités et de techniques, mis en œuvre dans le cadre d'une approche préventive pour :

- ◆ limiter le développement des maladies liées à l'eau et transmises par différents vecteurs (insectes, rongeurs, ...) au sein des populations ;
- ◆ Améliorer les conditions de vie et d'habitat des populations en les protégeant :
 - Contre les nuisances liées aux ordures, eaux usées et excréta,
 - Contre les dégâts des eaux de pluie et les nuisances causées par leur stagnation,
- ◆ Protéger l'environnement récepteur des rejets et sous-produits issus de l'activité humaine.

Par conséquent, il ne saurait faire défaut dans une agglomération d'une certaine importance.

Cependant les questions de l'approvisionnement en eau potable, de l'assainissement et de l'évacuation des eaux usées n'ont pas encore trouvé dans les zones semi-urbaines et rurales des réponses pertinentes. Ce, malgré les efforts notables en investissements déployés par l'Etat dans ce domaine. Les contraintes financières de prise en charge des investissements, les limites techniques liées à la capacité de traitement des stations d'épuration, font des populations de Ouakam et environ des cibles à haut risque. S'y ajoutent la précarité (Standing de l'habitat : baraque, maçonnerie) de l'habitat dans cette zone et l'insuffisance d'infrastructures de base sans réel ordonnancement des voies de desserte.

D'ailleurs, les statistiques de 1996 révèlent que le paludisme, les parasites intestinaux et les bronchites ont pour cause essentielle un mauvais assainissement.

L'amélioration de la situation sanitaire et l'absence de système approprié d'assainissement dans la zone nous ont amenés à nous inscrire dans une dynamique d'expérimentation et de mise en place d'un système semi collectif entre autres critères.

Dans ce présent projet qui porte sur l'étude et la mise en place de système semi collectif, une étude comparative des différents systèmes d'assainissement et celle des différentes variantes (traitement ou raccordement sur un réseau ou station existante) pour la gestion des eaux collectées nous servirons de base pour le choix final.

La démarche suivie dans cette étude consiste d'abord à la présentation de la zone d'étude: la présentation générale, la situation géographique, la situation administrative et l'évolution

spatiale et démographique. Par la suite nous ferons l'étude de la problématique de l'assainissement des eaux usées qui sera suivie d'une étude comparative entre les différents systèmes d'assainissement. Et puis nous ferons la conception de notre réseau qui sera suivie de l'étude des dispositions à prendre par rapport aux eaux collectées. Enfin nous ferons une évaluation financière du projet.

Chapitre I : Présentation de la zone d'étude

I-1. Présentation générale

Le village traditionnel de Ouakam est un village lébou à l'origine, il s'est étendu d'une manière peu ordonnée en ce sens que l'édification des nouvelles concessions n'a pas tenu compte de la nécessité de prévoir des voies d'accès. On note une forte densité à Ouakam.

Aujourd'hui rattrapé par l'urbanisation de l'agglomération dakaroise on assiste à la disparition de l'habitation traditionnelle (case) au profit de la construction en maçonnerie en plus de la réalisation de quelques programmes d'habitat moderne.

Quant aux quartiers traditionnels, ils sont configurés comme suit : une place centrale contenant une mosquée et un Pinthie (arbre à palabre où se discutent les grandes questions de la société). La mosquée, outre son rôle habituel de prière constitue ici, par ses radios, un moyen de diffusion d'informations concernant tout le quartier (décès, réception d'un hôte de marque, vulgarisation d'actions de développement...). A cette place convergent des rues permettant la circulation dans différents coins du quartier. Cette disposition est ancestrale et les lébous y sont encore très attachés. La hiérarchisation de la société et de la famille lébou est encore très visible.

On remarque aussi un regroupement « par famille » qui se traduit par une proximité d'habitation pouvant s'étendre sur une grande superficie sans aucune séparation entre les concessions dont les propriétaires portent le même nom.

I-2 Situation géographique

Ouakam se trouve au nord-ouest de l'extrémité occidentale de la région de Dakar.

Il est situé à 8 Km du centre ville.

La commune d'arrondissement de Ouakam est limitée :

- ◆ au nord par la commune de Yoff
- ◆ à l'ouest par l'océan atlantique
- ◆ au sud par la commune d'arrondissement de Mermoz-Sacré Cœur
- ◆ à l'est par les communes d'arrondissement de Liberté et Yoff

I-3 Situation administrative

La commune d'arrondissement de Ouakam a été créée en 1996. Elle est dirigée par un maire qui représente un conseil municipal de 40 membres.

Chaque quartier de Ouakam est administré par un délégué. Les quartiers administratifs de Ouakam sont : Mboul, Sinthe, Gouye Sor, tagglou, Boulga, Mérina, Ripp, Bira Ouakam, Cité

ASECNA ,Cité CIPRES, Cité Magistrat, Cité mamelle aviation, Cité Africa, Cité Comico, Terme Sud, Cité Assemblée, Cité Urbanisme.

I-4 Approvisionnement en eau

Le village de Ouakam est alimenté en eau par la Sénégalaise Des Eaux. On note la présence de bornes fontaines mais aujourd'hui avec les branchements sociaux presque la totalité des maisons se sont déjà branchés sur le réseau.

Pour connaître la consommation, nous avons utilisés les informations que la SDE nous a fournies par sa section « abonnement et tarification » sur la consommation d'eau à Ouakam.

En effet pour 1773 branchements soit les 3/5 du village nous avons une consommation de 50000 m³.

On obtient ainsi une consommation moyenne de $\frac{50000 \times 1000}{1773 \times 60 \times 10} = 47 \text{ l / hab. / j}$

Avec un coefficient de pointe CP = 1.25 [4], on a une consommation de pointe de :

$$C_p = 47 \times 1.25 = 58.75 \text{ l / hab. / j.}$$

I-5 Climat

Les caractéristiques et le devenir des eaux usées sont influencés par les facteurs climatiques tels que les précipitations, les températures, l'humidité relative, l'évaporation, l'insolation et la direction des vents.

La zone comprend principalement deux principales saisons :

- une saison sèche de novembre à fin juin où les pluies ne sont qu'exceptionnelles.
- une saison humide (hivernage) de juillet à octobre où les précipitations se présentent souvent sous forme d'orages.

Le régime pluviométrique a connu des modifications avec la sécheresse enregistrée au Sahel depuis quelques années dans la sous région.

En raison de l'exposition à l'alizé maritime, l'humidité de la zone est autour de 25 % (humidité moyenne de la région de Dakar) ; les années de sécheresse n'ont pratiquement pas d'influence sur le degré d'humidité de la zone.

Le régime des vents est marqué par l'influence prédominante de l'alizé maritime. Ce dernier issu de l'anticyclone des Açores et il est caractérisé par une fraîcheur régulière et une humidité relativement élevée. [ENDA]

Le caractère élevé de la température et de l'humidité relative durant la période de juillet à octobre favoriserait la décomposition des matières organiques que contiennent les déchets liquides.

I-6 Géologie

La géologie de Ouakam s'insère dans le cadre général de la géologie de la tête de la presqu'île du Cap-Vert dominé par la formation d'une carapace volcanique issue des volcans des mamelles. Cette carapace coiffe une formation sableuse et couvre une vaste surface à peu près semi-circulaire autour du volcan.

Le processus ayant abouti à cette structure géologique peut se résumer ainsi : au début de l'ère quaternaire, la mer a recouvert la tête et le col de la presqu'île et a donné lieu à des dépôts de sables coquilliers. Les coulées volcaniques des mamelles composées de tufs, de brèches, de scories et de laves, viendront fossiliser ces sables permettant leur conservation après le retrait de la mer.

Des sondages effectués dans la tête de la presqu'île du Cap-Vert ont révélé la présence de bassins basaltiques à partir d'une profondeur de 5 m. Ces basaltes sont recouverts par des couches de sables argileux d'épaisseurs variables et dont la proportion d'argile augmente avec la profondeur. La zone de décomposition, particulièrement hétérogène, est formée de poches d'argiles classiques et de blocs rocheux dont la répartition est assez disparate.

Par ailleurs une étude réalisée à la Direction de l'Hydraulique urbaine et Rurale a donné le profil lithologique de la zone de Ouakam (forage P2 au niveau des mamelles) comme indiqué à la coupe suivante :

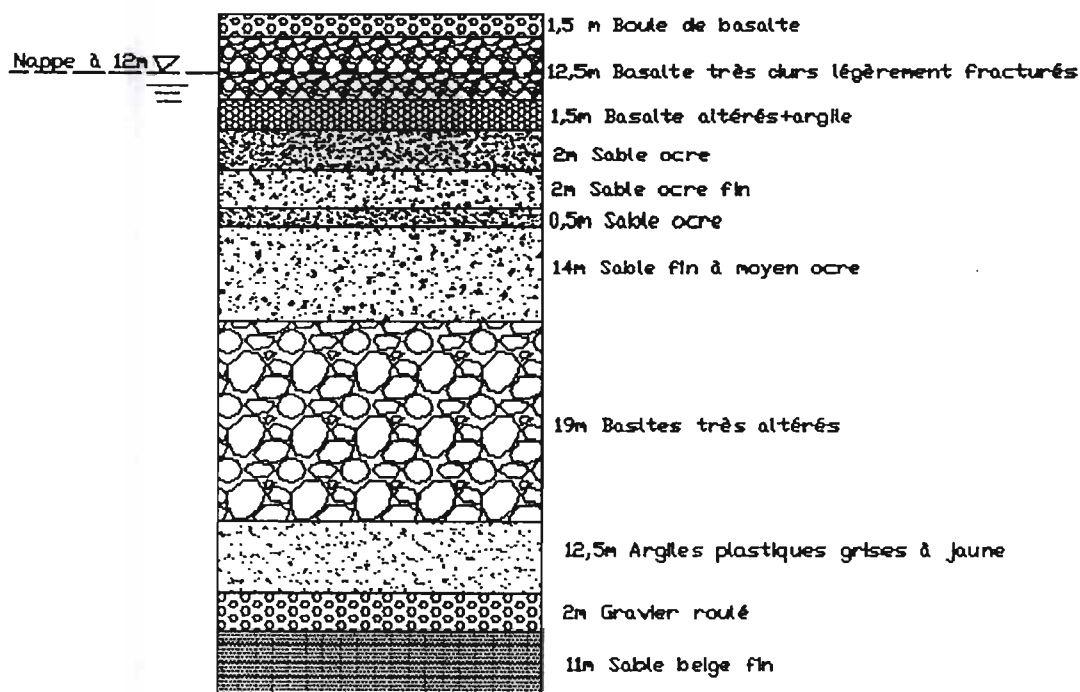


Figure 1 : coupe lithologique du sol

I-7 Hydrogéologie

Les seules eaux souterraines intéressant la zone du village de Ouakam sont les eaux de la nappe infra basaltique qui s'étend d'ailleurs sous la presque totalité de la tête de la presqu'île du Cap-Vert hormis le plateau.

Formée d'un aquifère de sables coquilliers qui se sont déposés pendant le quaternaire alors que la presqu'île était recouverte par la mer, cette nappe, dont le toit est constitué de coulées volcaniques qui ont fossilisé les sables, repose sur une argilo marneuse qui tient lieu de mur imperméable.

L'épaisseur des sables est très variable mais on peut noter qu'elle est de 65 m au terme sud où un forage (P2) a été exécuté.

L'alimentation de la nappe, essentiellement due aux pluies, se fait soit par écoulement ou égouttement réparti sur toute l'année à travers les basaltes, soit par infiltration saisonnière directe dans la zone dépourvue de coulées volcaniques.

Notons enfin que la nappe est en contact avec la mer à l'ouest et au Nord de la presqu'île et qu'une série d'analyses granulométriques faites par mètre sur quatre forages par une mission de l'O. M. S. a permis d'estimer la perméabilité moyenne de la nappe à $1.2 \cdot 10^{-4}$ m / s.

Chapitre II Généralités sur les eaux usées

Les eaux usées que nous avons à évacuer sont essentiellement d'origine domestiques. Elles comprennent les eaux ménagères et les eaux vannes issues des W. C.

II – 1 Les eaux ménagères

Provenant de la cuisine, de la lessive et des toilettes, les eaux ménagères se présentent comme un mélange complexe de matières non dissoutes dans une solution aqueuse de matières organiques et minérales.

Ces matières sont entraînées par le courant liquide et sont en suspension (décantables et flottantes), ou en proportion plus ou moins grande.

Les principaux composés organiques sont des graisses, détergents, des protéides et des glucides ainsi que leurs produits de décomposition.

On y trouve également des huiles minérales et des débris de matières cellulosiques (emballages végétaux) et animales.

Dans le tableau 2 ci-après, nous donnons des valeurs moyennes indicatives sur la composition des effluents domestiques.

Etat	Matières (mg / l)		
	minérales	organique	totales
Suspension	25	65	90
Dissoute	80	80	160
Total	105	145	250

Tableau 1 : valeurs moyennes indicatives des effluents domestiques [6].

Les valeurs des matières dissoutes peuvent varier fortement en fonction de la minéralisation initiale de l'eau alimentant le foyer domestique.

Les matières organiques sont constituées de 40% de protéides, 50 % de glucides et 10 % de graisses.

II – 2 Les eaux vannes issues des W.C.

Les matières directement liées aux excréments humains sont en nature et en quantité relativement constantes. Ces excréments fluctuent peu vis-à-vis de différents états de développement économique des populations concernées avec cependant une tendance vers un

enrichissement en matières azotées et en graisses pour les niveaux de vie les plus élevés ; par contre la diversification et l'abondance des déchets divers y sont directement liées.

Le tableau 3 suivant donne des valeurs moyennes, à titre indicatif, sur les excréctions humaines pour un individu.

Nature	Quantité g/j	Sous- totaux		
		minérales	organique	eau
Urine	1170	15	28	1127
Fèces	90	2.7	18	69.3

Tableau 2 : valeurs moyennes sur les excréctions humaines [6]

La quantité d'urine varie de 500 g/j à 1500 g/j suivant le sexe et l'âge

La quantité de fèces varie de 25 g/j à 150 g/j suivant le sexe et l'âge

A ces matières s'ajoutent des microorganismes, susceptibles de dégrader les matières organiques et de provoquer des fermentations putrides.

Les eaux usées domestiques constituent ainsi d'excellents milieux de culture, dans lesquels un apport d'oxygène suffit pour obtenir un intense développement des microorganismes. De tels effluents sont donc facilement biodégradables, à moins que l'usage intensif de détergents trop peu biodégradables, ou des apports d'effluents industriels, ne viennent perturber la dégradation biologique.

En effet, les détergents gênent les processus d'autoépuration naturels ; certains d'entre eux ne se dégradent pas sous l'effet des micro-organismes.

Un des principaux critères d'une eau usée urbaine est sa biodégradabilité rendue possible par l'existence d'une alimentation équilibrée pour les bactéries, et qui est à la base de procédés de traitement biologique des effluents.

Les nuisances et les dangers qu'occasionnent les eaux usées d'origine domestique font qu'il est impérieux de les évacuer rapidement hors des agglomérations.

Chapitre III : Problématique de l'assainissement des Eaux Usées

III-1 Enquêtes

Les enquêtes sont très utiles pour avoir des données démographiques, pour estimer le coût financier de telles ou telles infrastructures. Elles servent à étudier les aspects sociaux et culturels d'une communauté, pour connaître les revenus et évaluer la volonté à payer au sein de cette communauté. Elles servent également à étudier les croyances, attitudes et valeurs des populations. Ainsi, au cours de notre étude, pour une meilleure connaissance de toutes ces conditions locales plusieurs techniques d'enquêtes ont été utilisées (questionnaire, entretiens et des observations). Ces enquêtes qui sont complémentaires ont été réalisées au niveau des sites de Ouakam et au niveau des services ayant en charge la gestion des stations d'épuration.

III-1.1 – Questionnaire

Tout comme les projets d'alimentation en eau potable, ceux en assainissement ont aussi besoin d'une enquête dans les ménages pour avoir des renseignements qualitatifs et quantitatifs sur les questions concernant par exemple le pourcentage de foyers qui possèdent des W.C et de douche, le nombre de personnes qui bénéficient de ces ouvrages, les quantités d'eau consommées par jour pour des usages domestiques (bain, cuisine, linge), où aboutissent ces eaux etc.

C'est ainsi que, dans notre étude nous avons effectué une enquête au niveau des ménages basée sur un questionnaire que nous avons élaboré (voir annexe 6).

Ce questionnaire avait essentiellement pour objectifs :

- d'étudier les effectifs des populations au niveau des foyers.
- d'estimer les quantités d'eau potable consommées journalièrement voire mensuellement,
- d'analyser les systèmes de gestion des eaux usées domestiques,
- de cerner les attitudes, les comportements et la perception des populations vis à vis des eaux usées domestiques et des nouvelles méthodes de gestion et de traitement de ces eaux,
- d'essayer de comprendre les facteurs qui les déterminent,
- enfin d'étudier le consentement des populations à participer à l'amélioration de leur cadre de vie à travers ce projet.

Le questionnaire s'adressant aux ménages. Le principe a consisté à choisir le ménage du propriétaire de la concession au cas où celle-ci en compterait plusieurs, le ménage qui a le plus vécu dans la concession. Le nombre de ménages est également répertorié dans le

questionnaire. Le principe a également consisté à s'adresser au chef de ménage qu'il soit homme ou femme.

III-1.2 – Entretien

Ils constituent une autre méthode classique pour avoir des renseignements au sein d'une communauté, d'un groupe ou d'une association à caractère privé. Ils s'adressent en général à des personnes ressources maîtrisant bien le domaine et le milieu.

Ces entretiens ont été effectués avec les structures suivantes :

- La Mairie de Ouakam par l'intermédiaire du responsable de l'assainissement au niveau de la commune;
- L'Office National d'Assainissement (ONAS) par l'intermédiaire du responsable du Chef de Division Laboratoire de la station d'épuration de Cambérène ;
- Le bureau d'études INGEQUIP à travers un responsable de projet d'assainissement concernant Ouakam.

Ces entretiens sont structurés et concernaient plusieurs aspects.

III-1.3 – Observations

Elle est l'une des méthodes classiques les plus utilisées par les sciences sociales pour obtenir des renseignements sur les valeurs et pratiques au sein d'une communauté. Nous avons utilisé une méthode simplifiée consistant, à observer l'environnement local, les méthodes de prélèvement et de stockage de l'eau potable et de rejet des eaux usées domestiques, à visiter les foyers, les bâtiments publics et les latrines pour avoir une impression générale sur les conditions existantes.

III-2 Mode d'occupation du sol

Le village de Ouakam s'étend sur une superficie de 60 ha et abrite une population estimée à plus de 14230 habitants; il est prévu à l'horizon 2015 environ 19310 habitants.

A Ouakam, un habitat de type villageois, caractérisé par la spontanéité et instauré depuis très longtemps est encore en vigueur. Il est marqué par le regroupement familial au sein d'une grande concession et une absence de lotissement de la localité. Les concessions s'enchevêtrent laissant entre elles des passages étroits et tortueux qui ne permettent que le passage de piétons et de véhicules à deux roues. Aujourd'hui avec l'urbanisation beaucoup d'efforts ont été faits. A côté des axes de communication inter villages traditionnels tels que la route de Yoff (l'actuel Tally américain) et la route de Ngor, existent des axes secondaires reliant différents quartiers de Ouakam.

Si ce type d'habitat comporte des avantages sur le plan social (la solidarité familiale, conservation de certaines valeurs traditionnelles, etc.), il n'en constitue pas moins un problème central d'urbanisation ressenti par bien d'autres domaines de développement tels que l'éclairage public, l'adduction d'eau (difficulté de brancher certaines maisons), l'accessibilité de certains services de secours (sapeurs pompiers, services d'évacuation sanitaire, etc.)

Conscient de ce problème et soucieux d'y apporter une solution, la ville de Dakar a commandité une étude s'inscrivant dans le cadre global visant une restructuration foncière participative et la régulation foncière de Ouakam. Les objectifs spécifiques restent principalement :

- La création d'une structure équilibrée ;
- La création d'une voirie carrossable ;
- La réponse aux besoins fondamentaux des populations ;
- La mise en œuvre d'un programme de développement adapté aux possibilités des puissances publiques et des familles

III-3 Les infrastructures d'assainissement existantes

L'enquête que nous avons menée nous a permis de noter qu'en matière d'assainissement Ouakam a récemment bénéficié de deux actions notables. La première, moins étendue dans l'espace, est une expérience menée à Gouye Sor. Elle est, quoi que l'on puisse dire, sommaire et localisée sur une partie d'un quartier traditionnel à savoir Gouye Sor. La deuxième est le programme étatique PLT (Projet eau Long Terme) plus généralisé sa réalisation est en phase finale au niveau de Ouakam.

Avant ces actions, existaient quelques unités autonomes réalisées par des individus aisés qui permettait, avec la solidarité traditionnelle, de prendre en charge tous les voisins qui n'en disposaient pas.

III-3-1 L'expérience de Gouye Sor

Le système d'épuration des eaux usées domestiques de Ouakam est un système pilote d'assainissement semi collectif. Il a été réalisé par un collectif de partenaires diversifié comprenant :

- la Mairie de Ouakam :

Elle assure la maîtrise d'ouvrage du projet et intervient à la fois sur le plan administratif et financier car elle doit céder le terrain devant recevoir la station d'épuration et elle participe

environ pour 20 % du coût global du financement du projet. Elle intervient aussi dans la maintenance des ouvrages sanitaires.

- la Société Transtech Industrie (TTI)

Elle assure la conception et la fourniture des ouvrages sanitaires et doit aussi prendre en compte les résultats des essais techniques et des analyses chimiques et bactériologique pour améliorer la qualité des produits. Elle participe aussi à l'assistance et à la formation des entrepreneurs locaux.

- Office National de l'Assainissement du Sénégal (l'ONAS)

Il assure le contrôle et la supervision des travaux en tant que structure étatique en charge de la politique d'assainissement des eaux usées et pluviales du pays,

- l'Organisme Non Gouvernemental Enda Tiers Monde

Maître d'œuvre délégué, elle intervient dans la formation et la sensibilisation des populations et des entrepreneurs locaux. C'est ainsi que les chefs d'entreprises sont formés pour la pose et l'entretien des ouvrages sanitaires, les groupements de femmes sont formés aux techniques de recyclage du plastique, tant dis que les animateurs locaux sont formés pour assurer la sensibilisation des populations relativement à l'hygiène et à la salubrité pour un changement des comportements vis à vis des eaux usées. Il participe aussi dans le suivi et le contrôle des ouvrages notamment au cours des prélèvements d'échantillons pour les analyses.

- le Bureau Véritas

Il a pour rôle l'examen et l'analyse technique des documents relatifs au projet, il assure la conduite et le suivi de l'exécution du chantier, il donne aussi des avis et conseils techniques

- l'Institut des Sciences de l'Environnement de l'Université Cheikh Anta Diop de Dakar (UCAD)

Il aide à la définition des termes de références du bureau de contrôle, il analyse et valide les résultats d'expertise.

Il joue un rôle de conseiller pour l'amélioration des qualités et d'assistance à la maîtrise d'ouvrage.

- la Mission Française de Coopération

Elle représente le partenaire financier et intervient pour environ 70 % du coût global du projet.

- les Populations de Gouye Sor

Elles sont les bénéficiaires du projet test, elles s'impliquent dans la mise en oeuvre du projet, la mobilisation et la sensibilisation. Leur participation à la mise en place des installations et dans leur maintenance est estimée à environ 10 % du coût global du projet.

Les groupements de femmes qui sont formés aux techniques de recyclage du plastique, et les animateurs locaux, qui, après leur formation assurent la sensibilisation des populations relativement à l'hygiène et à la salubrité pour un changement des comportements vis à vis des eaux usées sont également considérés comme émanant des populations

Le Financement des Investissements

La station d'épuration et le réseau petit diamètre de Ouakam ont été financés pour un coût global estimé à 14.480.000F CFA.

Ce financement a été obtenu grâce aux nombreuses concertations avec les différents acteurs et qui ont abouti à impliquer les populations bénéficiaires au financement des ouvrages.

Il a été réparti comme suit :

- La Mission Française de Coopération : Elle prend en charge 70% du montant du projet. Elle intervient à tous les niveaux du financement du projet de l'étude de faisabilité jusqu'au suivi et contrôle des ouvrages.
- La Mairie de la Commune d'Arrondissement de Ouakam qui abrite le site d'étude intervient pour 20 % du financement. Elle a entre autres charges : de céder un terrain pour recevoir la station d'épuration, d'assurer la vidange des fosses et de fournir des personnes ressources pour le comité de gestion de la station. La mairie a également acheté la plaque solaire qui alimente la motopompe pour la reprise des eaux traitées dans le puits.
- Les Populations de Gouye Sor qui sont les bénéficiaires des ouvrages pour environ 10 %. La participation financière des populations se résume aux travaux faits dans les concessions pour raccorder leurs toilettes et douches aux regards et liquéfacteurs installés dans leurs enceintes, à la réparation de tout autre dommage engendré dans la concession lors de l'installation des ouvrages.

Les populations participent également pour l'acquisition des liquéfacteurs en raison de dix mille francs CFA par concession et une cotisation mensuelle de mille francs CFA pour l'entretien des ouvrages.

La maintenance des installations du projet est pour l'essentielle financée par les cotisations mensuelles recouvrées au niveau des concessions (mille francs CFA par concession)

La mairie de la commune d'Arrondissement de Ouakam intervient également dans la maintenance en procédant à la vidange des fosses.

Vingt sept concessions sont actuellement branchées en parallèle à un réseau de petit diamètre (110 mm) en PVC qui par écoulement gravitaire, amènera les eaux dans le centre de traitement pour un linéaire de 500m.

Les objectifs du projet sont :

Les objectifs du projet sont multiples. Parmi ceux-ci on peut citer :

- l'expérimentation des ouvrages sanitaires et le test de la qualité des produits posés,
- contribution à l'assainissement liquide du quartier de Gouye Sor,
- renforcement de la collaboration et le développement du partenariat entre différents acteurs impliqués dans la recherche d'alternatives en assainissement,
- favoriser un changement de comportement des populations face à des situations clés à risque sanitaire liées à l'hygiène et la salubrité.

L'innovation produite autour de ce projet est que l'ensemble des ouvrages sanitaires est fabriqué dans une proportion notable (70 %) à partir de déchets plastiques recyclés.

Ce recyclage des déchets plastiques participe :

- à la gestion de l'environnement de Ouakam et environ,
- à l'amélioration des ressources économiques des groupes vulnérables que sont les jeunes et les femmes et, à terme, la baisse du coût des ouvrages sanitaires à produire.

Description des ouvrages de l'installation

A l'intérieur de la concession : WC - Regard - Liquéfacteur

La fosse du WC existant, est branchée à un regard. Ce regard aura deux fonctions :

- * servir de changement de direction pour le tuyau reliant la fosse du WC à un liquéfacteur
- * servir de vidoir pour les eaux ménagères.

Le liquéfacteur en polyéthylène transforme totalement les eaux usées par un processus physique et biologique décomposant les matières organiques en une «croûte» flottante, un dépôt de boue en partie basse et un liquide séparant la croûte et la boue. Il a dans les grandes concessions un volume de 650 litres

L'efficacité de ce processus de liquéfaction sera accentuée par les conditions de température locale très favorables à la fermentation bactérienne.

Le Réseau

Un Té PVC de diamètre 110 mm assure la liaison entre le liquéfacteur et le réseau. Le réseau est long de 500 mètres linéaires avec un diamètre de 110 mm et des regards sont installés environ tous les 20 m pour permettre une intervention facile (débouchage).

Le réseau collecte ainsi les eaux usées à la sortie des concessions à partir du liquéfacteur qui reçoit la totalité des eaux vannes et eaux ménagères. Ces effluents sont entraînés par gravité jusqu'au centre de traitement.

Le centre de Traitement

Il comprend :

- Des regards de section 0,40 x 0,40 qui sont construits en agglos pleins de 10 cm d'épaisseur. Tous les agglos seront dosés à 250 Kg de ciment/m³.

- Fosse bio 4200 : avec une capacité de 4200 litre, elle a une longueur de 2,25 m; une largeur de 1,60 m et une hauteur de 1,70 m.

Elle est suivie d'un regard qui fait passer les eaux ainsi traitées dans la fosse Bio de 2.100 litres.

- Fosse bio 2100: elle est de forme cylindrique à axe horizontale, avec une longueur de 2 m, une largeur 1,18 m, une hauteur de 1,30 m et une capacité utile de 2100 litres. Elle est faite en polyéthylène avec une épaisseur de 12 mm. Elle a une masse de 140 Kg et est munie de deux parois ovoïdes de 0,50 m x 0,30 m.

Le rôle de ces fosses Bio est d'assurer un traitement à la fois physique et biologique des eaux usées :

* Le traitement physique se résume en une décantation qui permet de séparer les matières du liquide transporteur avec formation de trois parties : une partie flottante ou croûte, une partie basse constituée d'un dépôt de boues et une partie liquide séparant les deux précédentes.

* Le traitement biologique se fait par fermentation anaérobie due aux micro-organismes (bactéries) naturellement présents et qui diminue considérablement le volume des boues. De plus les enzymes secrétées par les bactéries transforment les produits organiques en éléments simples solubles dans l'eau. La fermentation produit un gaz contenant de l'hydrogène sulfuré à évacuer par une ventilation.

Les effluents sortant qui contiennent encore des matières organiques et certains germes doivent subir un épandage souterrain pour terminer l'épuration biologique.

Un résidu minéral finit par s'accumuler au fond de la fosse et doit être évacué par curage tous les trois à cinq ans. Les effluents au sortir des fosses bio traverse un pré filtre avant de s'écouler dans le filtre à sable.

- Le filtre à sable : il a une longueur de 9 m, une largeur de 5 m et une hauteur de 3,10m.

Il s'agit d'un filtre à sable vertical drainé. Les effluents prétraités par les liquéfacteurs, les deux fosses septiques bios et le pré filtre sont admis dans le filtre à sable. Ils sont répartis dans 4 tubes en PVC de diamètre 110 mm munis d'une fente de 5 mm tous les 100 mm. Ces PVC sont placés horizontalement et sont reliés pour former un réseau maillé.

Les effluents traversent 10 cm de gravier 25 x 40, puis 80 cm de sable de mer et enfin 10 cm de gravier pour être admis dans le réseau collecteur inférieur constitué de 3 PVC de diamètre 110 mm. Ils transitent ensuite dans le dernier regard pour se déverser dans la bêche de reprise, d'un volume d'environ 17 m³.

-Le Puits de reprise: il a une profondeur de 5,40 m et un diamètre 2 m. Il permet donc de récupérer à partir d'un tuyau PVC relié au filtre à sable, les eaux ayant subi tout le processus épuratoire. Ces eaux seront reprises grâce à une pompe alimentée par une plaque solaire pour servir d'arrosage de plantes à fleurs.

L'expérience de Gouye Sor, qui devait être étendue sur le reste de Ouakam, tarde à le faire et on note, entre autres problèmes un excès par rapport à la norme du taux de charge microbiologique des eaux traitées, l'utilisation par les populations du réseau pour évacuer les eaux pluviales ce qui a engendré un dépassement de capacité de l'installation de traitement et le mauvais fonctionnement de celle-ci (rapport de l'ONAS après analyse d'échantillon au laboratoire à Cambérène et rapport de visite de la commission des partenaires effectué le 18oct 2000)

III-3.2 Le Projet eau à Long Terme

C'est un projet qui a pour objectif principal le renforcement de l'alimentation en eau potable de la ville de Dakar.

Il comporte un volet assainissement dénommé Programme d'Assainissement des Quartiers Périurbains de Dakar (PAQPUD). Il est financé par un groupe de bailleurs de fonds (Banque Mondiale, Agence Française de Développement, IDA, etc.) avec une contrepartie de l'Etat du Sénégal.

Cette composante est pilotée par l'AGETIP qui est le maître d'ouvrage délégué. Les sites concernés sont : Ngor, Ouakam, Thiaroye Gare, Diamaguene, Sicap-Mbao, Rufisque-Bargny, Sangalkam, Yenn.

Comme son nom l'indique, les ouvrages sont individuels. La plupart d'entre eux sont manuels c'est-à-dire l'eau est d'abord puisée dans un récipient avant d'être utilisée.

Description du système autonome réalisé par le PAQPUD

La latrine à siphon comprend cinq (5) éléments principaux : la cuvette, le siphon, la conduite de liaison, les fosses filtrantes et la superstructure.

Les excréta sont déposés dans la cuvette puis évacués par un faible volume d'eau (5 à 10 litres) versé à la main ou à l'aide de chasse à travers la conduite de liaison. La cuvette est nettoyée après chaque usage et la réserve d'eau y restant crée un siphon hydraulique.

Les fosses

Elles sont au nombre de deux (2) en fonctionnement alternatif. La fréquence de vidange de la fosse est fonctions de la taille de la famille.

Les fosses sont placées sous la cuvette ou au maximum à 15m de celle-ci avec une pente de 1/5 à 1/15 ; elles sont distantes entre elles au moins d'une valeur égale à celle de leur profondeur, au cas contraire une barrière imperméable sera placée entre elles. D'un diamètre allant de 1 à 1.20m, leur profondeur peut atteindre 2.50 si le niveau de la nappe le permet.

Les parois de la fosse sont revêtues d'une maçonnerie alvéolée de briques ou de pierres avec mortier de ciment ou de chaux. étanche

Le soubassement

C'est un mur de 45cm de haut (2 rangées de parpaings) construit sur béton dosé à 250 kg/m³, de 5 cm d'épaisseur tout autour de chaque trou. Il est réalisé en agglos pleins. Ce soubassement sert de support aux dalles.

Les dalles

Afin de faciliter la manutention, il est recommandé de couler deux éléments semi-circulaires de diamètre 30 à 40cm de plus que celui de la section de la fosse. L'épaisseur des dalles est de 8cm et leur dosage est de 350 kg/m³ avec un ferrailage composé de fer tor de 8. Elles sont préfabriquées et transportées sur le site au moins 5 jours après leur confection.

Le regard de répartition

Il est réalisé par deux rangées d'agglos de 10 ; ses dimensions intérieures sont de 40×40cm. Il canalise les eaux vannes et les matières fécales venant de la cuvette dans la fosse en service par l'intermédiaire d'une conduite en PVC de 100mm reliant le regard à la fosse. La 2^{ème} fosse est isolée grâce à un bouchon placé sur le trou de dérivation. Le regard est fermé par une dalle.

La superstructure (cabine)

Elle est réalisée en agglos de 10 et les parois intérieures et extérieures de la cabine sont crépies en ciment et le toit en tôle ondulée.

Deux trous d'aération de 20×20cm munis de claustras sont réalisés sur la façade latérale droite sous la charpente.

La cabine de dimensions intérieures 120×90cm de hauteur 2m abrite la cuvette.

Le sol du plancher doit être lisse et présenter une pente de 1/20 vers la cuvette. La cabine est munie d'une porte et le mortier constituant des joints est dosé à 250 kg/m³.

Siphon et conduite

Le siphon de diamètre de sortie 65 à 85mm est placé à l'intérieur de la cabine et à environ 30cm du mur opposé à la porte. Au bout du siphon on emboîte environ 60cm de conduite PVC de diamètre 75mm de façon à pénétrer le regard de 5 à 10cm. La conduite est posée sur

une pente minimale de 2% et le plus souvent entre 1/30 et 1/45. Le siphon est préfabriqué en PVC, filtre de verre ou béton armé identiquement au matériau de la cuvette.

La cuvette

La cuvette de largeur 40cm, munie de siphon est placée à l'intérieur de la cabine. Elle est en fibre de verre ou béton préfabriqué localement. A sa base se trouve le siphon en forme de "S" contenant en permanence de l'eau et permettant d'éviter la remontée des odeurs et la pénétration des insectes dans la fosse.

Le remblayage de la cabine devrait correspondre au niveau supérieur de la cuvette.

La cheminée de ventilation

Elle peut être en PVC, amiante ciment ou agglomérés. Elle doit résister à la corrosion, être facile à mettre en œuvre. Placée sur le côté au vent de la superstructure, elle doit avoir un diamètre intérieur minimal de 150mm et munie d'une grille anti-insecte de maille maximale 1.2×1.5mm. La longueur de la conduite de ventilation doit être, en général, 50cm plus haut que le sommet de la superstructure.

Avant la réalisation de ces deux programmes

Avant la réalisation de ces deux programmes, l'existence d'une latrine individuelle dans une concession était liée à l'aisance de son propriétaire. Toutes les maisons n'en n'étaient pas dotées. Cependant les liens de parenté et de bon voisinage permettaient à tous les autres d'utiliser les latrines des voisins. L'enquête que nous avons menée ne nous a pas permis d'en connaître le nombre mais elle nous a éclairés sur la diversité des opérateurs (le maçon du coin) qui les exécutaient souvent dans l'ignorance des normes surtout celles relatives à l'hygiène et à l'étanchéité

Chapitre IV : Etude comparative entre les différents systèmes d'assainissement

Il existe en assainissement plusieurs systèmes applicables selon l'importance et la densité de l'agglomération, le milieu en question ou la disponibilité des ressources financières pour réaliser le projet. Ces systèmes sont :

- Le système collectif ;
- Le système autonome ;
- Le système semi-collectif

IV-1 le système collectif

Le système collectif comporte en lui-même plusieurs sous systèmes que sont :

- le système unitaire
- le système séparatif ;
- le système pseudo-séparatif

IV-1-1 le système unitaire

a- Description

Dans ce système toutes les eaux sont recueillies dans un réseau de collecte unique. C'est le véritable « tout à l'égout ». Compte tenu de la nature des eaux usées, il est déconseillé de les évacuer à ciel ouvert, même lorsqu'elles sont mélangées aux eaux de pluie.

Le système unitaire exige des canalisations, des ouvrages et des stations d'épuration très importants afin de pouvoir absorber les pointes de débit des eaux de ruissellement.

Par temps sec, l'intégralité des eaux usées doit être traitée par une station d'épuration. Par temps de pluie, pour éviter la submersion de la station, on prévoit de disposer un déversoir d'orage qui ne renvoie vers la station qu'une fraction minimale du débit et rejette directement dans le milieu récepteur l'excédant. On suppose que les effluents sont assez dilués pour permettre ce rejet direct sans traitement.

b- Avantages et inconvénient

Même s'il permet d'économiser la construction d'un réseau d'eau usée, ce système n'est pas adapté au pays de courte saison des pluies. En effet le réseau doit être dimensionné pour des débits d'eaux pluviales et convient mal aux eaux usées qui y transitent pourtant seules la majeure partie du temps.

Par ailleurs, la mise en charge d'un réseau unitaire suite à une pluie exceptionnelle peut provoquer une submersion des voies et des habitations avec des eaux collectant des excréta.

Souvent, les réseaux unitaires sont des solutions d'un réseau séparatif initialement conçu pour collecter les eaux pluviales, dans les cas suivants :

- aucune solution viable n'a été proposée aux populations pour l'assainissement des eaux usées, débouchant sur un règlement de l'assainissement.
- la gestion du réseau par l'exploitant au cas où ce réseau existe est défaillante : il n'a pas contrôlé le raccordement conforme des habitations au réseau.

Ce système n'est pas adapté dans une zone comme Ouakam, où le manque d'espace et l'étréouissement des voies ne permet pas l'installation des canalisations de grands diamètres, des ouvrages et une station d'épuration nécessitant de grandes superficies.

IV-1- 2 : le système séparatif

a- Description

Ce système comprend deux réseaux distincts :

- un réseau pluvial
- un réseau d'eaux usées

1- Eaux pluviales (EP)

En général, le réseau d'eaux pluviales suit les voies de l'agglomération et assure le drainage urbain.

2- Eaux usées (EU)

Ce réseau amène gravitairement les eaux usées (eaux vannes et eaux ménagères) à une station d'épuration qui est généralement éloignée de l'agglomération pour éviter les nuisances olfactives à d'éventuels riverains.

b- Avantages et inconvénients

L'individualisation des réseaux d'eaux usées et d'eaux pluviales présente des avantages :

- une assez régularité du débit et de la qualité des effluents EU dans le temps, qui facilite la gestion de la station d'épuration.
- La mise en place d'un réseau d'eaux usées de petites sections par rapport au réseau unitaire et adapté à l'évacuation sans dépôt de faibles débits respectant les conditions d'autocurage.

La mise en place de deux réseaux séparés entraîne certes des dépenses d'investissement élevées, mais au profit d'une meilleure maîtrise du fonctionnement et de l'entretien du système d'assainissement. Ce système est à recommander quand les moyens le permettent. Par contre à Ouakam les moyens sont limités. Donc un tel système n'est pas conseillé.

IV-1-3 le système pseudo-séparatif

a- description :

C'est un système séparatif modifié qui permet d'admettre dans le réseau d'eaux usées des concessions les eaux de ruissellement provenant des toitures, des cours, des jardins et des eaux domestiques. Par contre les eaux de ruissellement des voies publiques et espaces libres sont évacuées séparément dans un réseau pluvial.

b- avantages et inconvénients :

Ce système économise la réalisation d'un branchement eau pluviale en plus du branchement eau usée et simplifie la surveillance des raccordements des usagers du réseau.

C'est souvent un système dérivé du système séparatif, qui s'est imposé de fait en l'absence de contrôle de conformité des raccordements. Il peut aussi s'agir d'un réseau initialement unitaire qui a subi une évolution lors des travaux de voirie (un réseau spécifique a été construit pour évoluer vers un réseau séparatif) ou pour soulager le réseau initial saturé.

IV-2 Système d'assainissement autonome

L'assainissement autonome des habitations, voire des locaux d'activités isolés concerne les dispositifs à mettre en œuvre pour le traitement et l'élimination des eaux usées domestiques qui ne peuvent être évacuées par un système d'assainissement collectif. Il a pour objet d'assurer l'épuration des eaux usées par le sol, sous des modes compatibles avec des exigences de la santé publique et de l'environnement.

Le système d'assainissement autonome offre une solution économique apte à satisfaire aux exigences d'hygiène et d'épuration par le sol.

Les composantes essentielles en sont :

- la cabine ;
- les fosses ;
- le puisard ;
- les différents éléments de raccordement

Le système d'assainissement autonome a un certains nombre d'inconvénients :

- coûte cher (par le coût des vidanges)
- nécessite une alimentation en eau abondante et fiable sous canalisation
- n'est possible que pour des logements à faible densité
- nécessite une vidange régulière des boues qui doivent être manipulées avec précaution.

IV- 3 Le système semi-collectif

Il constitue le type intermédiaire entre les deux systèmes décrits précédemment. Il est expérimenté dans notre pays à Ouakam où existe déjà un système autonome. Dans cette localité les difficultés suivantes sont rencontrées :

- pollution de la nappe d'eau très poche se situant par endroit à moins de cinq mètres de la surface. Il arrive même que la nappe soit atteinte lors de fouilles d'une fosse septique.
- coûts d'exploitation et d'entretien élevés (nombre de vidanges, entretien du puisard)

Ici, les éléments du dispositif autonome seront maintenus sauf le puisard. C'est à partir de la fosse (qui constitue un liquéfacteur) que le raccordement par une conduite en PVC se fait avec le collecteur du réseau. Les eaux collectées seront traitées avant leur réintroduction dans le cycle naturel.

Les avantages sont les suivants :

- Réduction considérable de la pollution de la nappe;
- Réduction du coût de traitement des eaux usées;
- Réduction du coût d'exploitation et d'entretien au niveau domiciliaire;

Les composantes essentielles sont :

- cabine;
- fosse d'interception ou liquéfacteur;
- regards ;
- égouts locaux ;
- égouts collecteurs ;
- intercepteurs et émissaires ;
- station de traitement.

Chapitre V Justification et description du système Semi Collectif

V-1 Justification

Pour des raisons aussi bien techniques que financières, il n'est pas raisonnable d'envisager dans les quartiers d'habitat social ou spontané l'installation d'un assainissement collectif ou d'un assainissement non collectif classique.

Il est donc nécessaire de concevoir un système original, qui tienne compte des particularités et de la morphologie de ces quartiers : moyens financiers très limités, faible consommation d'eau, espace communs disponibles très rares, mauvaises habitudes des populations quant à la gestion des eaux usées et déchets.

En plus de cela, le choix du système semi-collectif est largement justifié à Ouakam au regard des facteurs suivants :

- Existence de système autonome neuf dont les fosses pourraient être utilisées pour le traitement partiel des effluents : avec le projet PELT la quasi totalité des concessions sera branchée à Ouakam ;

- Nature du sol peu perméable à certains endroits de Ouakam nécessitant un nombre assez élevé de vidanges par an ;

- Système très adapté pour faire face au problème d'accessibilité causé par le mode d'occupation (toutes les concessions ne seront pas branchables avec les autres systèmes ;

- Préservation de la nappe d'eau très proche de la surface ;

- Faible coût de réalisation et d'entretien : grâce au faible diamètre utilisé et au mode de branchement, on peut économiser jusqu'à 40% de longueur total de réseau par rapport au système d'égout conventionnel.

V-2 Description du système

V-2-1 Les installations sanitaires internes

A l'intérieur des concessions il existe un bloc sanitaire comprenant une douche et des toilettes séparées. Dans certains cas il y'a un robinet de puisage et un lavoir dans la cour. Les toilettes sont généralement à chasse manuelle et les populations utilisent un seau pour prendre leur douche.

Les eaux ménagères sont déversées dans un lavoir avant d'arriver à un bac dégraisseur. Après ce bac, l'eau rentre dans le premier compartiment de la fosse septique. Les eaux vannes quitte les équipements sanitaires et rentrent directement dans la fosse d'interception. (Figure 1)

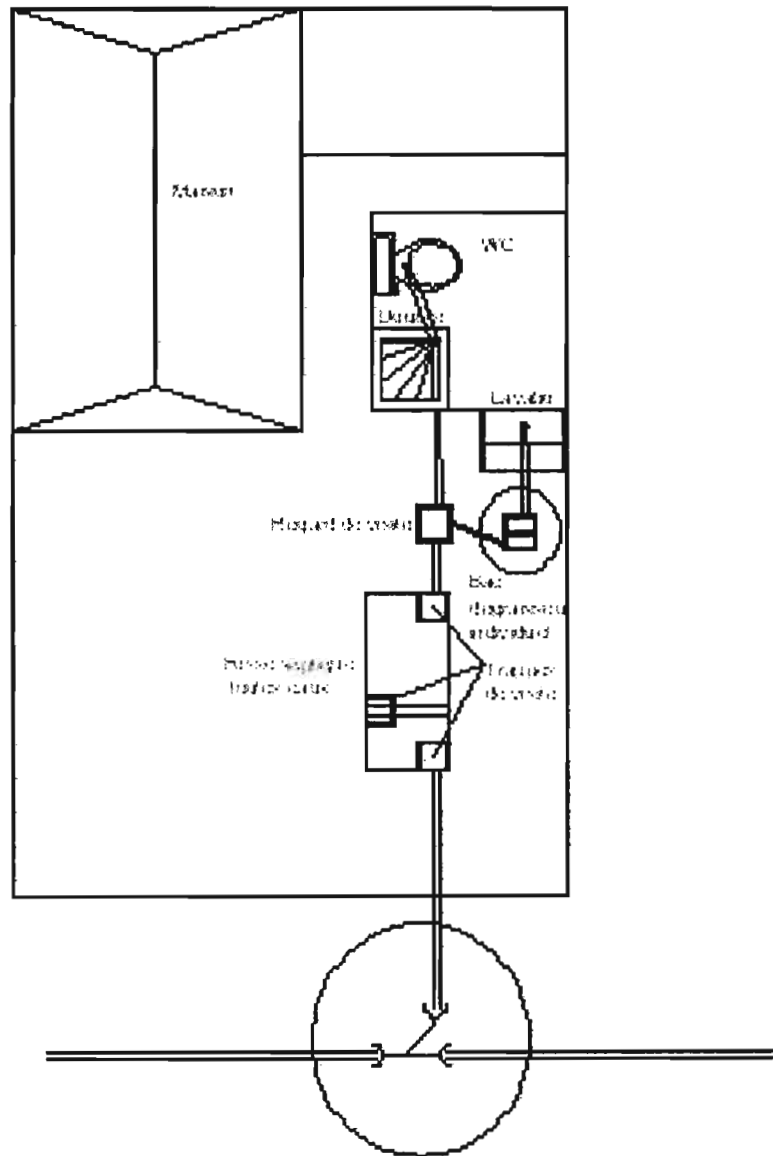


Figure 2 : Module Sanitaire

V-2-2 Les bacs dégraisseurs

Son rôle est de séparer les matières grasses des eaux ménagères. Ce bac est placé à la sortie des cuisines lorsque celles-ci rejettent des quantités de graisse ou d'huiles importantes.

Les graisses doivent être recueillies régulièrement et seront enfouies dans le sol ou brûlées. Il est nécessaire de ventiler le bac dégraisseur.

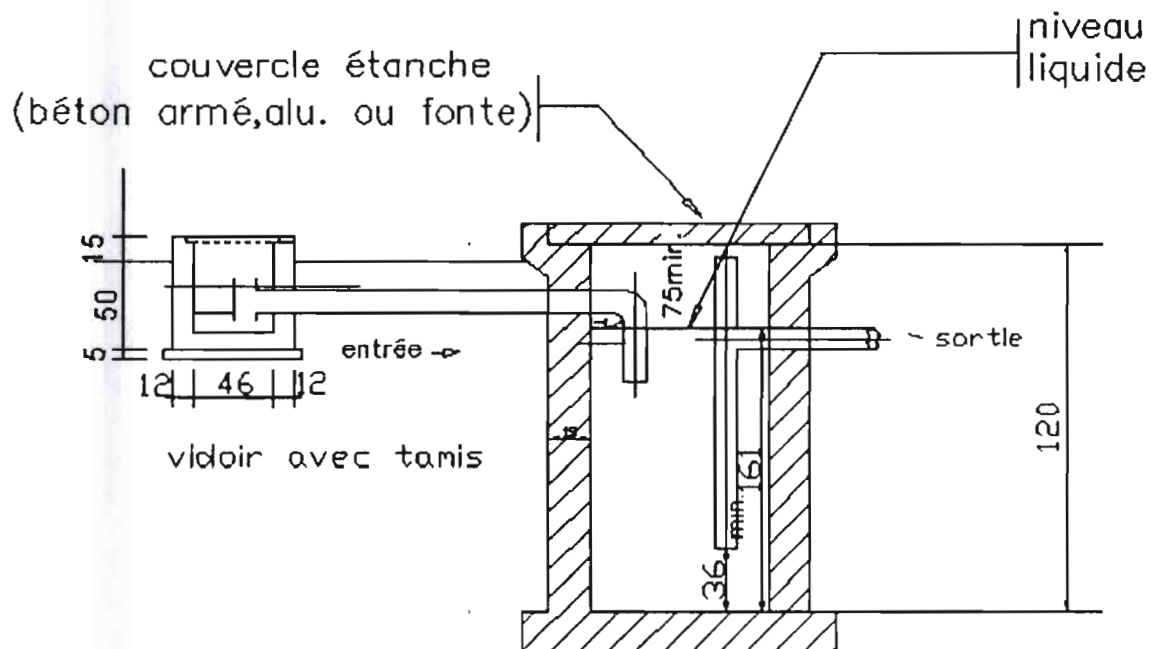


Figure 3 : Bac dégraisseur

V-2-3 Les fosses septiques (fosses d'interception)

Les fosses septiques sont des réservoirs enterrés, destinés à la collecte et à la liquéfaction des matières excrémentielles contenues dans les eaux vannes. Les eaux de cuisine, de toilette, de bain, de buanderie ou lessive y sont admises. Elles constituent un dispositif de prétraitement biologique. Il se déroule dans la fosse un phénomène physique de séparation et un phénomène biologique de fermentation anaérobie.

Phénomène physique de séparation

C'est une décantation. En effet les matières denses sédimentent et s'accumulent dans le fond de la fosse. Elles constituent les boues. Les particules légères telles que les graisses flottent. Elles forment à la surface du liquide une couche appelée chapeau.

Phénomène biologique de fermentation

Ce phénomène détruit et liquéfie partiellement les matières organiques dégradables, ce qui se traduit par une réduction du volume des boues. Le phénomène de fermentation anaérobie basique dénommé digestion est dû à des bactéries anaérobies qui transforment les composés organiques en acides organiques plus simples. Ces derniers sont ensuite transformés en

méthane (CH_4), sulfure d'hydrogène (H_2S) et gaz carbonique. Ces gaz dégagent une odeur nauséabonde. Ils doivent être évacués de la fosse par un système de ventilation. Le degré d'épuration de l'effluent de la fosse septique est faible cependant la fosse va remplacer le décanteur primaire de la station.

L'extrême diversité des normes préconisées traduit l'absence d'un modèle de fonctionnement satisfaisant. Par volume ou capacité de la fosse, il faut entendre le volume de liquide total qu'elle peut contenir. La fosse peut être divisée en deux ou trois compartiments. Le partage est de 2 : 1 pour les fosses à deux compartiments et de 6 : 2 : 1 pour les fosses à trois compartiments. Pour des raisons d'espace qui se posent à Ouakam nous choisissons les fosses à deux compartiments.

Les fosses septiques sont installées dans les concessions souhaitant se raccorder au RGF. Elles sont réalisées à deux compartiments reliés par des tuyaux ayant une inclinaison de 60° permettant de drainer les eaux très peu chargées du grand bassin vers le petit bassin. Afin d'en assurer l'étanchéité nous proposons qu'ils soient réalisés en béton armé.

L'entrée des EU dans la fosse s'effectue par un tuyau PVC 100 muni à son extrémité d'un Té PVC 110. L'une des extrémités du té est prolongée par une conduite qui plonge à 40cm sous le niveau maximal des eaux afin d'éviter la remontée de gaz dans la cabine.

Les gaz produits par la digestion des matières organiques doivent être évacués par un tuyau (ϕ 60 à 100 mm) dont l'extrémité atteint le niveau du toit de l'habitation.

Le tuyau de sortie du dernier compartiment est coudé ou en forme de Té.

Les fosses septiques seront construites de telle manière que leurs étanchéités soient à l'origine et qu'elles ne puissent être compromises ultérieurement. Les parois seront faites de béton armé et seront revêtues d'un enduit imperméable de 2 cm d'épaisseur en mortier de ciment. Le radier sera revêtu d'un enduit de même nature de 3 cm d'épaisseur.

On peut utiliser des fers à béton de 6, 8 à 10 mm de diamètre pour le ferrailage de la fosse.

Les parois de la fosse seront en agglos pleins de 15 recouvertes d'un enduit étanche en mortier de ciment

V-2-4 La connexion domiciliaire

Le principe de fonctionnement du Réseau Gravitaire Faible diamètre (RGF) est basé sur la collecte d'effluents de fosses septiques. La fosse septique élimine un pourcentage élevé de matières en suspension et de graisses, la faible fraction de solides non retenus possède un poids spécifique à peu près équivalent à celui de l'eau. De ce fait, il n'y a pas de dépôt de

solide dans un RGF, à l'exception d'une fine couche de limon (biomasse) qui se forme sur la paroi des conduites. La présence des fosses septiques permet ainsi :

- d'utiliser des conduites de faible diamètre ;
- de changer de direction ou de pente sans regard en raison de l'utilisation de conduites de PVC ;
- d'incorporer des tronçons à pente faible, parfois nulle,
- d'utiliser des bouches de nettoyage.

En outre, les eaux parasites se retrouvent en quantité négligeable dans un RGF en raison de l'utilisation de conduites en PVC de faible diamètre et de bouches de nettoyage, cependant nous avons pris par sécurité 5% du débit calculé sur chaque tronçon.

La connexion domiciliaire sera effectuée à l'aide d'une culotte (pièce PVC en Y) de diamètre égal à celui de la conduite collectrice (figure 4). Une conduite de diamètre 75 mm quitte la fosse et est raccordée à la culotte. Dans le cas où le diamètre de la conduite collectrice est différent de 75, on mettra en place une réduction 75/DN collecteur.

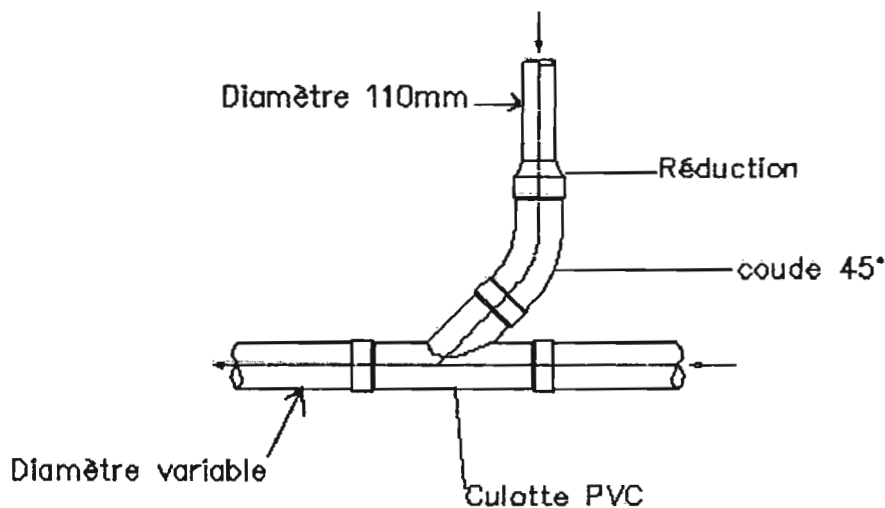


Figure 4 : Connexions domiciliaire

V-2-5 Organes et accessoires du réseau

VI-2-5-1 Les bouches de nettoyage

Du fait qu'il n'y a pas de solides dans un RGF en raison de la présence des fosses septiques, un lessivage suffit pour éliminer les microorganismes qui peuvent se développer et former

une fine couche de texture limoneuse sur les parois internes des conduites. Ce lessivage s'effectue à partir des bouches de nettoyage.

De même matériau et diamètre que les conduites, les bouches de nettoyage sont fabriquées d'une pièce en « Y » de 45°, d'un bout de conduite relié à un coude de 45°, d'une longueur de conduite et d'un bouchon étanche. Les bouches de nettoyage situées dans le réseau doivent être protégées par une boîte de vanne.

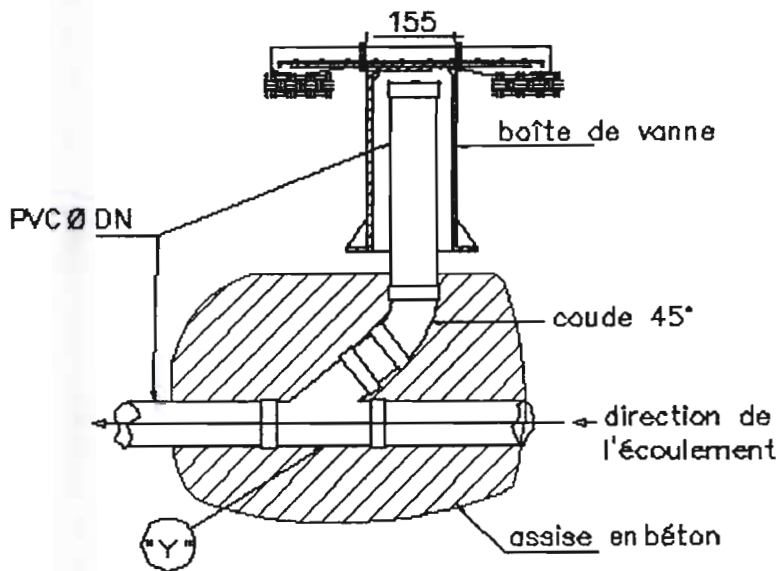


Figure 5 : Bouche de nettoyage sur le réseau

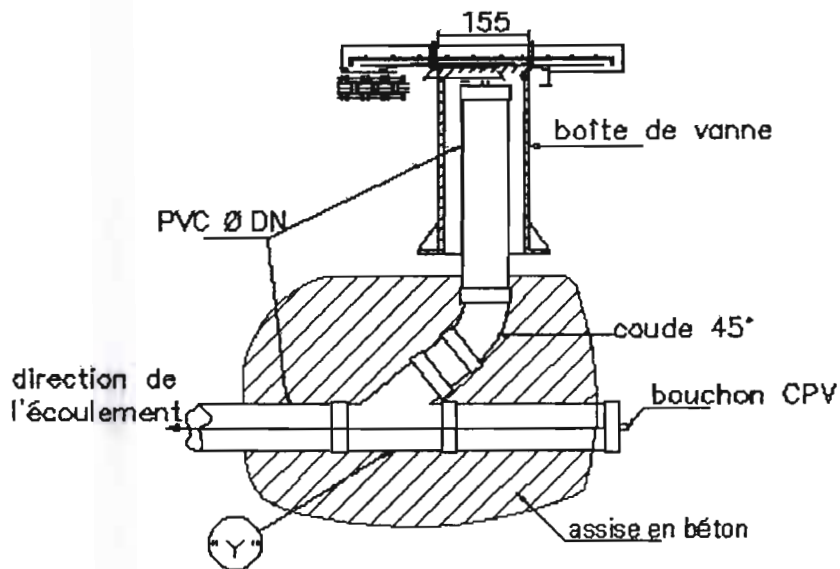


Figure 6 : Bouche de nettoyage en bout de ligne

V-2-5-2 Les regards de jonction et d'exutoire

Dans les RGF, des regards sont recommandés aux points d'embranchement du réseau, à l'amont des postes de pompage de secteur où l'on retrouvera le trop-plein du poste et à l'exutoire du réseau.

Dans le premier cas, les regards de jonction permettent l'accès au réseau en cas de besoin. Ces regards ont la particularité d'être fermés. Le fond du regard comporte des cunettes formant une continuité hydrauliquement favorable des conduites qui y arrivent. Le regard doit être étanche. Il est en béton armé (BA) avec un radier d'épaisseur 10cm.

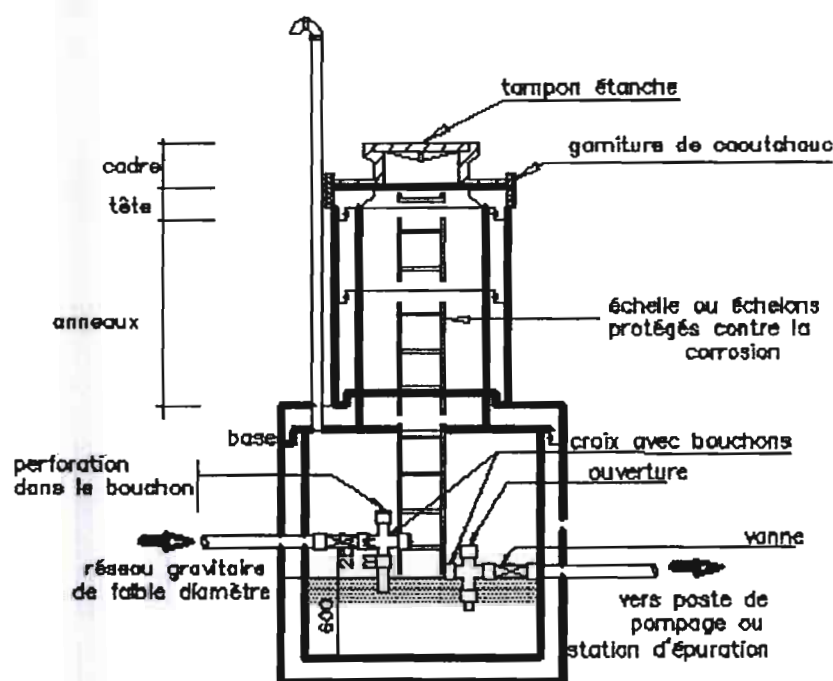


Figure 7 : Regard d'exutoire

Les regards d'exutoire à fond plat localisés immédiatement à l'amont des postes de pompage de secteur et à l'exutoire du RGF ont pour fonction de recevoir les débris éventuels à la suite d'un lessivage des conduites. Ils assurent ainsi la protection des ouvrages situés à l'aval et permettent un accès visuel pour vérification occasionnelle du bon fonctionnement du réseau. Afin d'éviter le dégagement d'odeurs, la conduite d'entrée ne doit pas permettre une chute libre. Les détails d'un regard d'exutoire apparaissent sur la figure 5. Le joint entre le cadre et la cheminée ainsi que le tampon d'accès doit être étanche. Les éléments métalliques des regards (échelons et échelles, cadres et couvercles) doivent être à l'épreuve de la corrosion et les surfaces de béton exposées aux gaz peuvent être recouvertes d'un enduit protecteur bitumineux ou autre.

V-2-5-3 Les boîtes de passage

Ce sont des chambres de passages localisées au niveau des courbes et de changements de pente. Elles sont en agglos pleins de 15, avec un intérieur qui épouse la forme de la conduite afin d'assurer une continuité de l'écoulement. Son fond est en béton et la couverture en dalle faiblement armée. Elle peut être enfouie.

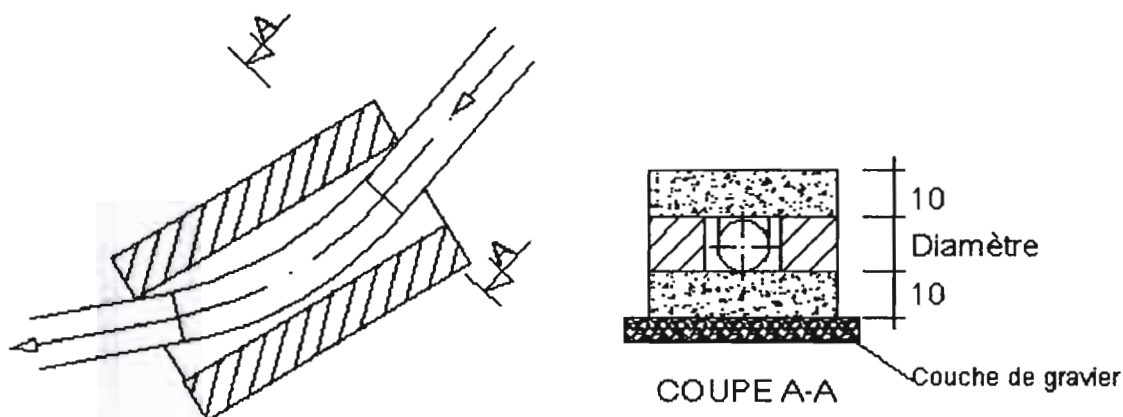


Figure 8 : boîte de passage

V-2-5-4 Les stations de relèvement

Des postes de pompage sont utilisés dans un RGF lorsque la topographie ne permet pas un écoulement totalement gravitaire, ou encore lorsqu'il est plus économique de refouler les eaux usées vers la conduite principale plutôt que d'approfondir les excavations.

Dans les stations de relèvement ou « poste d'élévation », les eaux arrivent par gravité et sont refoulées jusqu'au niveau de l'égout collecteur. Les relèvements sont généralement destinés à élever les eaux sur une hauteur permettant de continuer les fouilles avec un barème économiquement acceptable.

Les postes de relèvement pourront être équipés de pompes centrifuges dont la gamme de capacité et de charge hydraulique est très vaste [9].

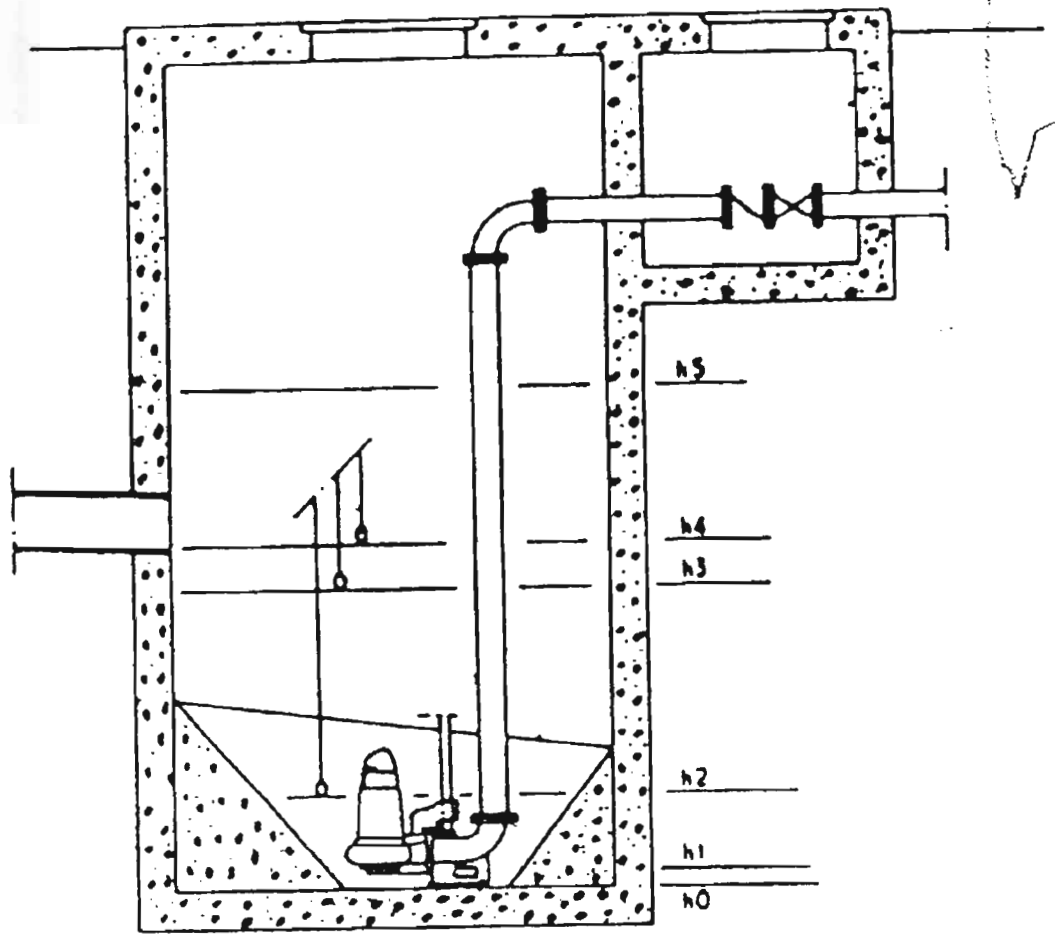
Pour actionner les pompes, on peut utiliser indifféremment des moteurs électriques ou à combustion interne. Ici on va utiliser les moteurs électriques pour leur disponibilité et la facilité de leur usage.

De manière générale, les postes devront fonctionner automatiquement, y compris la mise en marche de groupes électrogènes de secours.

Dans notre réseau le tableau suivant donne les différentes stations de relevages et leurs caractéristiques.

Emplacement de la station	Débit (l / s)	Longueur de la conduite (m)	Elevation de la conduite (m)
051	3.249	14.41	1.6

Tableau 3 : caractéristiques de la station de relevage.



h₀ : radier de la bache

h₁ : orifice d'aspiration des groupes : h₁- h₀ doit être fixé par le constructeur des pompes et majoré s'il y'a risque d'ensablement.

h₂ : niveau d'arrêt des groupes. Doit également être fixé par le constructeur mais il est prudent de conserver une charge minimale de 30 cm au dessus de la roue.

h₃ : niveau de démarrage du groupe 1. La plage h₃-h₂ correspond au volume de la bache

h₄ : niveau de démarrage du deuxième groupe distant d'au moins 20 cm du niveau h₃. Dans le cas de figure considéré il n'y a que deux groupes en marche simultanée et le niveau h₄ correspond au fil d'eau du collecteur d'arrivée.

h₅ : niveau de trop-plein

Figure 9 : station de relèvement

Chapitre VI : Conception du Réseau

La conception du réseau repose sur la détermination des paramètres de conception et le dimensionnement du réseau et des ouvrages annexes.

VI-1 Détermination des Paramètres de Conception

VI-1-1 Etude topographique

La topographie constitue dans l'étude d'un projet d'assainissement une contrainte majeure.

Les études topographiques ont été effectuées par une équipe composée d'un opérateur, d'un chaîneur et deux portes mire. Il s'est agi surtout de lever les points avec une inter distance maximale de 25 m dans le cas de pente uniforme et faire une densification de points sur les axes de reliefs variables et d'absence de changement de pente visible. L'équipe a pris soin de ne pas laisser les cuvettes.

Les levés topographiques ont été rattachés au réseau IGN.

L'équipe a d'abord procédé au bornage de la zone et défini les différentes polygones à suivre. Après avoir levé tous les axes de ruelles, les données ont été transférées d'Auto CAD vers un logiciel de topographie (LISCAD) afin de tracer les courbes de niveau.

Ce tracé des courbes de niveau nous aura permis de bien placer le réseau de conduites suivant la pente du terrain.

VI-1 -2 Evaluation des populations à desservir

Connaissant la population en 1988 et 2002, nous pouvons trouver le taux d'accroissement annuel et faire une projection pour évaluer la population actuelle et future de la zone d'étude.

VI-1 -2 .1. La population actuelle

La population du village traditionnel de Ouakam en 2004 est donnée par le tableau 4 ci-dessous :

Quartiers	Ménages	Population en 2004
Taglou	220	2200
Mboul	200	2000
Boulga	80	800
Léona	72	720
Sinthe et Rip	120	1200
Gouye Sor	192	1920
Touba Ouakam	496	4960
Total	1380	13800

Source : ONG Enda- Rup.

Tableau 4 : population du village de Ouakam en 2004

Pour déterminer le taux d'accroissement annuel K, la projection est basée sur la population de 1988 et celle de 2002 (voir tableau 5 ci-dessous) :

Années	Nombre de concessions	Nombre de ménages	Population totale
1988	2133	3747	28193
2002	4002	6923	43188

Source : Direction de la prévision et de la statistique (DPS)

Tableau 5 : population de Ouakam de 1988 et 2002.

Nous sommes donc amenés à travailler avec les données de la DPS pour la détermination du taux d'accroissement K car ne pouvant pas calculer ce taux avec les données d'ENDA (valeurs pour une seule année). Cependant nous travaillerons avec les valeurs fournies par ENDA pour l'estimation de la population future (valeurs plus défavorables) pour le dimensionnement de notre réseau.

Les valeurs fournies par ENDA qui a travaillé dans la zone sont plus récentes et leur supériorité à celles de la DPS s'explique par le fait que les renseignements fournis par les populations aux structures officielles dans le cadre des recensements constituent la base d'imposition. Ils sont minimisés.

Taux d'accroissement :

Ouakam a une population jeune et qui se développe rapidement donc la méthode de l'accroissement géométrique est celle qui convient le mieux pour l'estimation de la population.

Par définition, l'accroissement d'une population P est dit géométrique si l'augmentation dP de cette population durant le temps dt est proportionnelle à la population. Le coefficient de proportionnalité est noté K et est aussi appelé taux d'accroissement annuel [7].

$$\frac{dP}{dt} = KP \Rightarrow \frac{dP}{P} = Kdt$$

$$\int_{P1}^{P2} \frac{dP}{P} = K \int_{t1}^{t2} dt \Rightarrow \ln P2 - \ln P1 = K(t2 - t1)$$

$$d'où K = \frac{\ln P2 - \ln P1}{t2 - t1}$$

Ainsi, pour l'année n, la population Pn est donnée par :

$$\ln Pn = \ln P2 + K (tn - t2)$$

Pour notre cas (population de entre 1988 et 2002), le taux d'accroissement est donné par :

$K = \frac{\ln P_{2002} - \ln P_{1988}}{2002 - 1988}$

K= 0.0305

Avec ce taux d'accroissement qui concerne l'ensemble de la commune de Ouakam nous allons estimer la population du village qui est notre zone d'étude.

En 2005

$\ln P_{2005} = \ln P_{2004} + K \times (2005 - 2004)$
--

D'où le tableau 6 suivant donnant la population actuelle.

Quartiers	Ménages	Population en 2005
Taglou	227	2270
Mboul	206	2060
Boulga	83	830
Léona	74	740
Sinthe et Rip	124	1240
Gouye Sor	198	1980
Touba Ouakam	511	5110
Total	1423	14230

Tableau 6 : population du village traditionnel de Ouakam en 2005.

VI-1 -2- 2 La population future

L'estimation de la population, sa répartition et sa dynamique, entre autre, constituent un impératif à tout processus de ciblage de plans de développement socio-économique visant l'amélioration du bien être des individus.

Notre réseau devra être conçu pour une période de 10 ans, donc il est nécessaire d'estimer le plus précisément possible la population en 2015.

En supposant que le taux d'accroissement K est constant nous auront une population donnée par le tableau 7 ci-dessous.

En effet :

$$\ln P_{2015} = \ln P_{2005} + 0.0305 * (2015-2005)$$

Quartiers	Ménages	Population en 2015
Taglou	308	3080
Mboul	280	2800
Boulga	113	1130
Léona	100	1000
Sinthe et Rip	168	1680
Gouye Sor	269	2690
Touba Ouakam	693	6930
Total	1931	19310

Tableau 7 : population du village traditionnel de Ouakam en 2015.

Ainsi la population du village traditionnel de Ouakam est estimée à 19310 habitants. Avec une superficie de 58,4310 ha et on trouve une densité de 334 hab. / ha (33047 hab. / km²)

VI-1-3 Evaluation du Débit maximal

Le volume d'eaux usées urbaines recueilli par habitant est fonction du niveau de vie des habitants. Avec une période de « design » de 10 nous avons supposé que l'ensemble du village sera normalement alimenté en eau avec des installations sanitaires individuelles convenables.

La valeur admise de la population a tenu compte d'une croissance raisonnable de l'agglomération.

Le mode de vie influe également sur la consommation d'eau, qui a tendance à augmenter.

Les débits maxima d'avenir conditionnent le dimensionnement des ouvrages et des collecteurs. D'une manière générale, ils sont évalués sur la base des consommations d'eau globales de l'agglomération au jour de l'année où celle-ci est plus forte.

Pour évaluer le débit maximal appelé également débit de pointe, il convient de déterminer d'abord le débit moyen et le facteur de pointe.

- **Le débit moyen Q_m**

Le débit moyen journalier de rejet à la sortie où sont branchés N ménages est donné par :

$$Q_m = \frac{q \times N}{24 \times 3600} \quad \text{avec } q \text{ volume de rejet par ménage, } N = \text{nombre de ménages}$$

Si l'on considère que 80 % de la consommation sont rejetées, on calcule le volume d'eau rejeté par ménage et par jour :

$$q = C_p \times P \times 0.80 = 470 \text{ l / men / jour}$$

$$\text{Avec } C_p = 47 \times 1.25 = 58.75 \text{ l / hab. / j}$$

$$P = \text{nombre de personnes par ménage} = 10$$

$$q = 58,75 \times 10 \times 0.80 = 470 \text{ l / men / jour}$$

- **Le coefficient de pointe**

Le coefficient de pointe « p » représente le rapport entre le débit moyen et le débit maximum au cours d'une même journée.

En effet au cours de la journée, le débit consommé par les habitants et restitué sous forme d'eaux usées n'est pas constant, mais varie en présentant des maxima ou pointes.

Pour calculer le débit maximal ou de pointe à transiter dans le réseau d'égout d'eaux usées, il convient d'affecter le débit moyen d'un coefficient de pointe donné par l'expression suivante :

$$P = 1.742 Q_m^{-0.1506} \quad [7]$$

Q_m étant défini plus haut en m^3 / s

Ce facteur de pointe est inférieur ou égal à 4 et supérieur ou égal à 2 [7].

- **Le débit de pointe**

C'est le débit à prendre en compte pour la détermination des caractéristiques des sections pour chaque tronçon du réseau.

Il est évalué à partir du débit domestique moyen journalier affecté du coefficient de point p.

$$Q_p = p \times Q_m$$

- **Contribution du débit par infiltration**

- **Infiltration linéaire**

Nous estimons qu'il n'y a aucune remontée capillaire de la nappe vers la conduite, la contribution du débit par infiltration est donc nulle dans la zone de Ouakam.

- **Infiltration pour défaut dans les installations – connexions parasites**

L'infiltration pour défaut dans les installations et les connexions parasites sont estimées à 5% du débit du tronçon concerné.

- **Consommations non domestiques ou concentrées**

Les consommations prévues dans ce projet sont exclusivement domestiques. Ouakam ne dispose pas d'unité industrielle par conséquent, nous n'avons pas d'eaux usées industrielles à tenir en compte.

VI-1-4 Tracé du réseau

Le tracé du réseau suit les voies d'accès en respectant généralement une pente minimale de 3 ‰ (voir plan et profils).

L'existence de 2 voies principales nous amène à y placer 2 collecteurs principaux interceptant les antennes.

Pour l'évaluation du débit à évacuer on multiplie les surfaces tributaires par la densité moyenne calculée et par le volume de rejet moyen par ménage et par jour

Les profils des conduites sont divisés en tronçons. Chaque tronçon étant caractérisé par une pente unique. A chaque tronçon est affecté un nombre d'utilisateurs, ce qui permet de calculer le débit sur ce tronçon et sur ceux situés en aval (Annexe3).

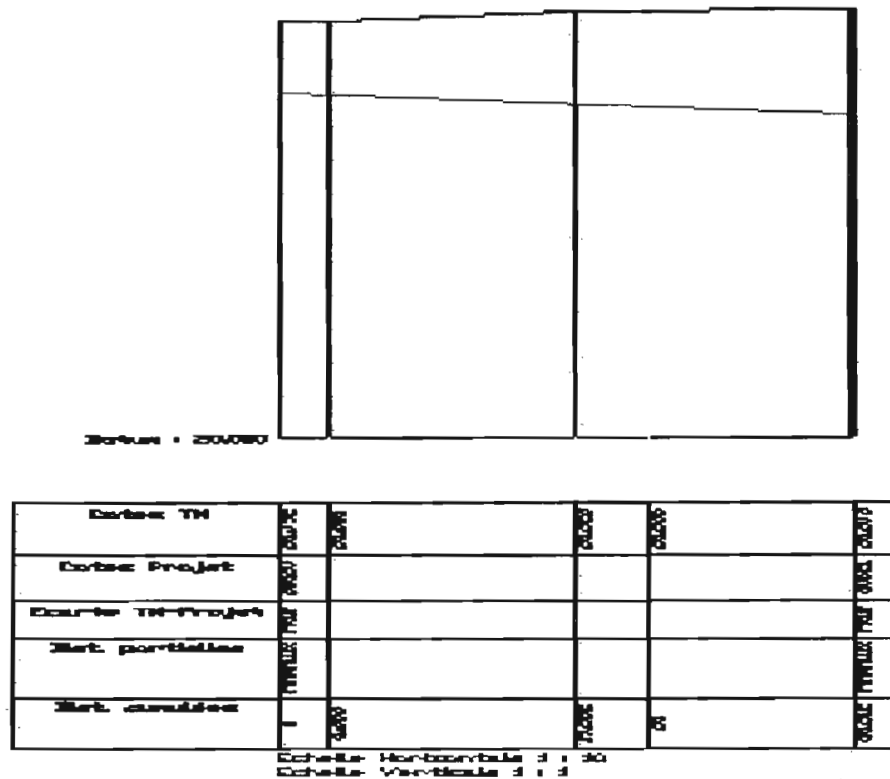


Figure 10 : Profil en long Type

VI -2 Dimensionnement du réseau et des ouvrages annexes

VI-2-1 La fosse septique

La capacité de la fosse peut être calculée avec l'un ou l'autre des critères suivants :

- le débit de l'affluent ou la capacité d'accueil ;
- e taux d'accumulation des boues.

✓ **Calcul basé sur le débit de l'effluent [7] :**

Pour assurer la décantation, le temps de rétention hydraulique minimal doit être égal à 1 jour. Pour le stockage des boues, 2 / 3 du volume de la fosse sont réservés. Il faut donc considérer un temps de rétention de 3 jours. Ce temps de rétention global de 3 jours, garantit à tout moment du fonctionnement un temps de rétention hydraulique d'un jour. Le volume occupé par les boues ne doit jamais dépasser les 2/3 du volume de la fosse.

Le volume utile V de la fosse est donné par :

$$V = q \times p \times t \quad [7]$$

V = volume de la fosse en m³

q = débit unitaire, m³ / hab.j

t = temps de rétention hydraulique, t = 3 jours

p = population desservie.

✓ **Calcul basé sur l'accumulation des boues :**

Il est recommandé de vidanger la fosse quand le volume des boues atteint le 1/3 du volume total. Le taux de d'accumulation des boues dans la fosse est très variable et très difficile à mesurer. La formule suivante permet de calculer le volume liquide de la fosse, en fonction de la fréquence de vidange et de l'accumulation des boues :

$$V = 3 \times p \times Ac \times T_v \quad [7]$$

V = volume de la fosse en m³

Ac = accumulation des boues, m³ / hab.an = 0.040 m³ / hab.an

p = population desservie, hab.

T_v = fréquence de vidange, T_v = 2 à 3 ans [7]

T_v est donné par la formule :

$$T_v = \frac{q}{Ac} \quad \text{avec} \quad q = \text{débit unitaire, m}^3 / \text{hab.j}$$

$$Ac = \text{accumulation des boues, m}^3 / \text{hab.an} = 0.040 \text{ m}^3 / \text{hab.an}$$

Dans ce projet les boues ne doivent pas entrer dans le réseau. Ainsi la fosse doit être dimensionnée en fonction de la quantité des boues. Nous allons donc utiliser le **calcul basé sur l'accumulation des boues** pour le dimensionnement de nos fosses septiques.

✓ **Calcul de la fosse**

$$V = 3 \times p \times Ac \times T_v$$

Pour un ménage de 10 habitants P= 10 habitants

$$Ac = 0.040 \text{ m}^3 / \text{hab.an}$$

$$q = 0,047 \text{ m}^3 / \text{hab. jour}$$

$$T_v = \frac{0.047}{0.040} = 1.175 \text{ an}$$

Finalement on prend T_v = 3 ans car il est préférable de prendre T_v entre de 2 à 3 ans pour éloigner les vidanges et minimiser le coût d'exploitation [7].

Donc

$$V = 3 \times 10 \times 0.040 \times 3$$

$$V = 3.6 \text{ m}^3$$

Les dimensions de la fosse doivent être assez équilibrées

On peut prendre:

Largeur = 1.20 m

Longueur = 2.40 m

Profondeur = 1.25 m

Revanche = 0.30 m [7]

La hauteur totale de la fosse est de 30cm supérieure à la hauteur utile calculée

Nous adaptons la fosse à 2 compartiments d'où les dimensions des différents compartiments :

Longueur du premier compartiment = 1.60 m

Longueur du deuxième compartiment = 0.80 m

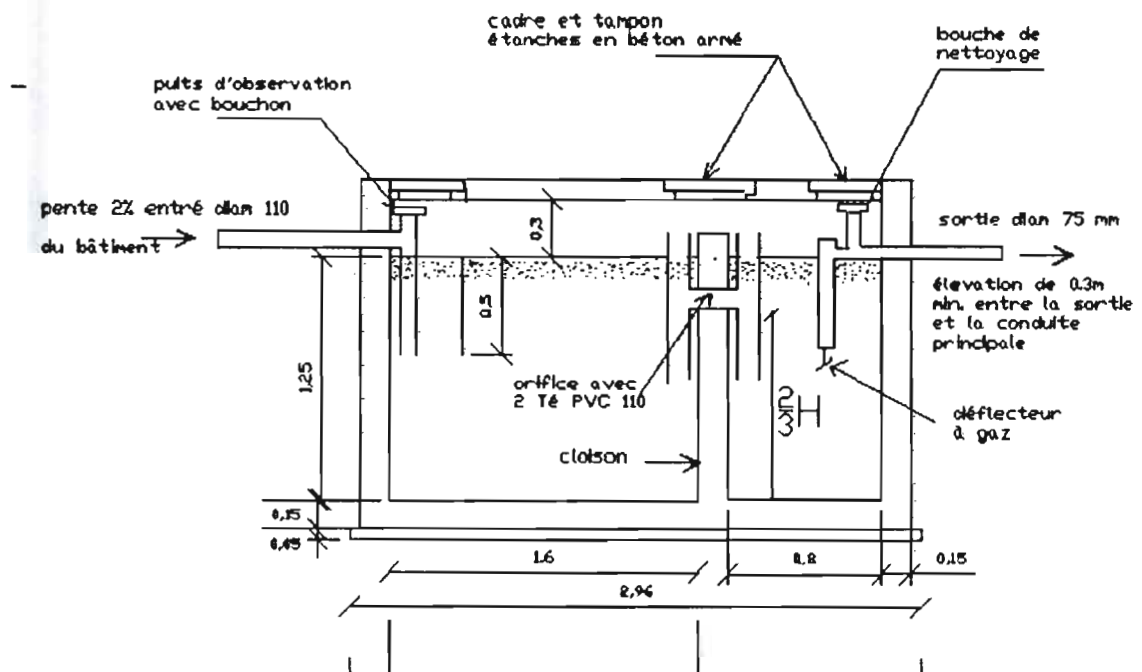


Figure 11 : Fosse Septique

✓ Structure de la fosse

La fosse est couverte par une dalle en béton armé dosé à 350 kg/m^3 . Les aciers sont de diamètre 10 et 6 avec un espacement de 15. L'épaisseur de la dalle est de 10 cm.

Les quatre coins de la fosse sont munis de chaînages verticaux de 4 fers de 8 avec des cadres de 6 espacés de 20. Les armatures ont été déterminées forfaitairement.

Le fond de la fosse est fait d'un radier en béton d'épaisseur 10cm, légèrement armé avec des fers de 6.

VI- 2 - 2 Les bacs dégraisseurs

Les eaux grasses sont amenées vers le bas et sont acheminées dans une chambre : les huiles et les graisses, plus légères que l'eau, remontent en surface, alors que les sables restent au fond.

Dans ce projet, les bacs dégraisseurs sont de petites dimensions : de 200 à 500 litres [10]

Ils sont réalisés en béton armé et dosés à 350 kg/m^3

VI- 2 - 3 Les regards

Du fait de l'étroitesse des rues de Ouakam, les regards de jonction auront des dimensions à adapter au site et aux accès éventuels pour l'entretien. Le standard de regard de jonction que nous adopterons ici sera carré de $80 \times 80 \text{ cm}$ et la profondeur dépend de celle du réseau. Les regards de jonction sont en béton armé

Les regards d'exutoire sont entièrement en BA. S'ils comportent des éléments métalliques tels que échelles et vannes ils doivent résister à la corrosion par les eaux usées.

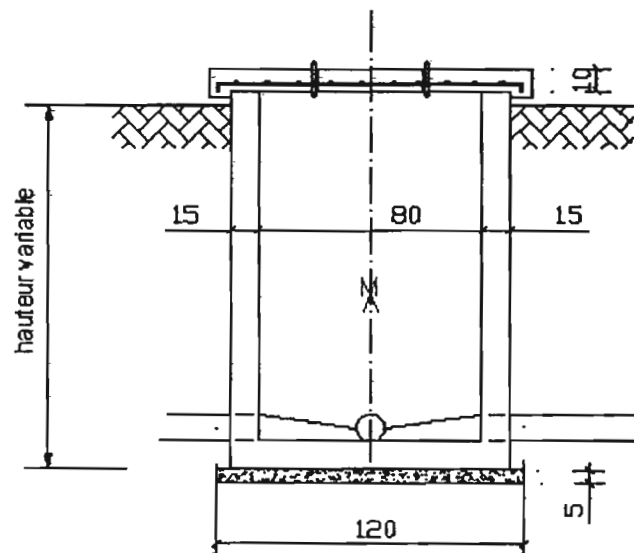


Figure 12 : Regard de jonction

VI-2-4 Les collecteurs

Le choix que nous avons fait, nous amène à réaliser le réseau d'évacuation des eaux usées avec des conduites de petit diamètre.

Les calculs sont effectués de l'amont vers l'aval du réseau avec la formule de Manning. Le

coefficient de Manning est pris égal à $n = 0.00833$. En effet $n = \frac{1}{K_s}$ avec $K_s = 120$ pour PVC

La quantité d'eau usée rejetée par personne et par jour est de 47 litres.

Le débit rejeté par ménage est calculé sur la base de 10 personnes par ménage et est égal à 470 litres.

Les profils des conduites sont divisés en sections se caractérisant par une pente unique. A chaque section est affecté un nombre de ménages effectif, ce qui permet de calculer le débit sur ce tronçon et sur ceux situés en aval.

Le dimensionnement d'un tronçon est effectué en ajoutant les débits des ménages situés sur les tronçons en amont, ceux des nœuds de raccordement. Le débit d'infiltration est évalué à 5 % du débit du tronçon.

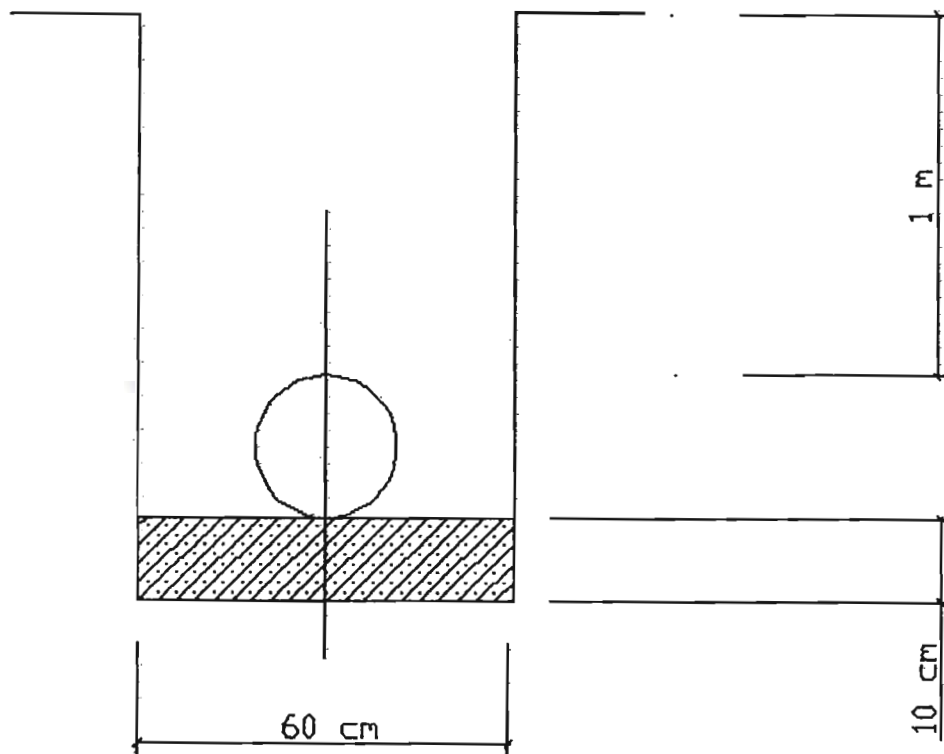


Figure 13 : Coupe Type d'une Tranchée

☞ Diamètre minimum

Le diamètre minimum de la conduite PVC à poser pour le réseau de collecte est de 110 mm. Ce diamètre minimum, imposé par l'ONAS influe beaucoup sur la vitesse de l'écoulement et facilite l'auto curage du réseau.

☞ Type de matériaux

Le matériau à utiliser pour le réseau est du PVC (Polychlorure vinyle) classe assainissement.

☞ Type du support pour l'établissement de la tuyauterie

Le type de support pour l'établissement de la tuyauterie est du sable d'apport sans aucune impureté. L'épaisseur de cette couche de sable est de 10 cm. (Voir coupe type d'une tranchée sur plan N° 5)

☞ Largeur et profondeur des tranchées

La largeur de la tranchée est fixée à 60 cm. L'épaisseur de la couche de remblai au-dessus de la conduite est d'au moins 1m.

La profondeur de la tranchée est variable suivant la topographie du terrain, certains tronçons sont sur creusés pour le respect des pentes minimales.

☞ Distance entre singularités

La distance maximale entre deux singularités est de 100 m pour les conduites PVC 110.

☞ Vitesse

La vitesse minimale désirée pour l'écoulement des effluents dans le réseau pour assurer l'auto curage est de 0,4m / s. Sur les tronçons où la vitesse s'avérerait plus faible que 0.40m/s, il faudra un entretien plus régulier des conduites. Cependant on peut même admettre des vitesses 0,2 m/s car on n'a pas à transporter des matières solides.

☞ Détermination des diamètres des tronçons

La répartition des ménages suit cette disposition: les maisons seront raccordées à la conduite la plus proche suivant la méthode des « surfaces tributaires ».

Le diamètre d'une conduite est donné selon Manning par l'équation :

$$D = \left(\frac{4^{5/3} \times Q_{\max} \times n}{\pi \times I^{1/2}} \right)^{3/8} \quad [7]$$

Où Q_{\max} : débit maximal sur la conduite

n : coefficient de Manning (ici $n = 0.008333$)

I : pente en écoulement gravitaire

Après calcul du diamètre on prend le commercial le plus proche à condition de respecter le diamètre minimal d'écoulement. (Annexe 4)

☛ **Détermination du débit à pleine section**

Avec le diamètre obtenu, on calcule le débit à pleine section selon la formule :

$$Q_{ps} = \frac{0.785 \times D^{8/3} \times I^{1/2}}{n} \quad [7]$$

Résultats : Annexe 4

☛ **Détermination de la vitesse Vc pour le débit de conception**

La vitesse minimale admise pour l'écoulement des effluents dans le réseau en vue d'assurer l'auto curage des conduites est de 0,4m / s. D'où l'intérêt de déterminer la vitesse pour le débit de conception.

L'équation utilisée est celle de Manning.

Selon Manning la vitesse d'écoulement est exprimée comme suit [7] :

$$V_c = \frac{1}{n} \times R^{2/3} \times I^{1/2}$$

Où Vc : vitesse d'écoulement au débit de conception

R : rayon hydraulique (aire mouillée / périmètre mouillé)

I : pente en écoulement gravitaire

n : coefficient de Manning (ici n = 0,00833)

Expression de Vc en fonction de l'angle α qui intercepte le périmètre mouillé P

$$R = \frac{S}{P}, \quad S = \frac{D^2}{8} \times (\alpha - \sin \alpha) \quad P = \alpha \times \frac{D}{2}$$

S = section mouillée

D = Diamètre intérieur de la conduite en m

α = angle de sommet du centre de la conduite, intercepté par le périmètre mouillé (figure 14).

$$R = \frac{D}{4} \times \frac{\alpha - \sin \alpha}{\alpha}$$

Alors :

$$V_c = \frac{1}{n} \left(\frac{D}{4} \times \frac{\alpha - \sin \alpha}{\alpha} \right)^{2/3} \times I^{1/2} \quad (1)$$

Pour n , D et I connus, V_c ne dépend que de α qu'on peut trouver grâce au rapport de Q_c sur Q_{ps} .

$$Q_c = \frac{1}{n} \times \frac{D^2}{8} (\alpha - \sin \alpha) \cdot \left(\frac{D}{4}\right)^{2/3} \times \left(\frac{\alpha - \sin \alpha}{\alpha}\right)^{2/3} \times I^{1/2}$$

$$Q_{ps} = \frac{1}{n} \times \frac{D^2}{8} \times 2\pi \times \left(\frac{D}{4}\right)^{2/3} \times I^{1/2}$$

$$\frac{Q_c}{Q_{ps}} = \frac{(\alpha - \sin \alpha)^{5/3}}{2\pi \times \alpha^{2/3}} \quad (2)$$

Connaissant le rapport $\frac{Q_c}{Q_{ps}}$ on calcule la valeur de α qui satisfait à l'équation (2) en utilisant Microsoft Excel.

La valeur de α trouvée est introduite dans l'équation (1) pour déterminer la vitesse V_c .

Les résultats de sur les valeurs de α et de V_c sont donnés dans l'Annexe 4.

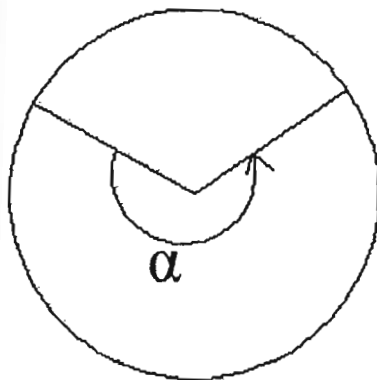


Figure 14 : coupe transversale conduite coulant avec débit de conception

VI-2-5 La Station de relèvement

La totalité des eaux usées est reçue dans une bache et, après dégrillage, dessablage et déshuilage, refoulée vers la station d'épuration. Les eaux usées sont refoulées par une pompe centrifuge (les caractéristiques de la pompe sont déterminées ci-dessous). La station de relèvement sera constituée d'une cuve de volume réduit, divisée en deux compartiments, comprenant chacun une pompe immergée. Les effluents sont reçus dans un bac de dessablage

qui comporte une grille pour retenir les objets solides. Ensuite les eaux sont envoyées dans les bacs des pompes, qui les refoulent vers la station d'épuration.

VI-2-5-1 Calcul du volume de la bache

Le volume de la bache est donné par la relation :

$$V = \frac{t}{4 \times n} \times Q \quad [1] \text{ avec :}$$

t = temps séparant deux démarrages des pompes ou d'une pompe. On le prend égal à 4 heures hors période de pointe.

n = le nombre de pompes fonctionnant simultanément dans la bache que nous prenons égal à 1

Q = débit d'arrivée dans la bache. On calcule le volume de la bache pour un débit d'arrivée de 1932 ménages. Le débit moyen par ménage de $5.712 \cdot 10^{-3}$ l/s ne tient pas compte du facteur de pointe mais tient compte de l'infiltration linéaire de 5%

En cas de pointe, la pompe fonctionnera plus longtemps ou bien les deux pompes fonctionneront simultanément.

Le débit d'arrivée moyen au niveau de la bache est alors : $Q = 5.712 \cdot 10^{-3} \cdot 1932 = 11.035$ l/s

D'où le volume de la bache est de $V = 238.356 \text{ m}^3$

FORME DE LA BACHE

Nous avons le choix entre une cuve circulaire et une cuve parallélépipédique. Notre choix portera sur celle qui sera plus économique. C'est à dire celle qui nécessite moins de matériaux.

Comparons la quantité de béton nécessaire pour chacune des 2 cuves:

Bache circulaire:

$$V = 314.12 \text{ m}^3$$

$$H = 4 \text{ m}$$

$$R = 5 \text{ m}$$

$e = 16$ cm épaisseur des parois

$e' = 20$ cm épaisseur du radier

$$\text{La section des parois } S = 0.16 \cdot 4 = 0.64 \text{ m}^2$$

$$\text{La longueur développée } L = 2\pi (5 + 0.16/2) = 36.44$$

$$\text{Le volume des parois } V_{p1} = 0.64 \cdot 36.44 = 23.322 \text{ m}^3$$

$$\text{Le volume du radier } V_{r1} = \pi (5 + 0.16)^2 \cdot 0.20 = 16.729 \text{ m}^3$$

$$\text{Le volume de la bache circulaire } V_1 = V_{p1} + V_{r1} = 40.051 \text{ m}^3$$

Le volume V' du béton de propreté, qui aura une épaisseur de 10 cm et débordera de 10 cm par rapport au radier est: $V'_1 = \pi (5.16 + 0.10)^2 * 0.10 = 8.692 \text{ m}^3$

Bâche parallélépipédique

On choisit

Pour longueur $L = 10 \text{ m}$

Largeur $l = 8 \text{ m}$

Hauteur $h = \frac{314.12}{10 * 8} \cong 3.926 \text{ m}$. On prendra 3.93m pour ne pas exagérer le volume à

comparer.

Pour les épaisseurs des parois et du radier, reconduisons les épaisseurs respectives

$e = 16 \text{ cm}$ et $e' = 20 \text{ cm}$

La section des parois $S_2 = 3.93 * 0.16 = 0.629 \text{ m}^2$

La longueur développée $L = 2 * 10 + 2(8 + 2 * 0.16) = 36.64 \text{ m}$

Le volume des parois $V_{p2} = 0.629 * 36.64 = 23.047 \text{ m}^3$

Le volume du radier $V_{r2} = (10 + 2 * 0.16)(8 + 2 * 0.16) * 0.2 = 17.172 \text{ m}^3$

Le volume du béton armé de la bâche parallélépipédique $V_2 = 23.047 + 17.172 = 40.219 \text{ m}^3$

Le volume du béton de propreté $V'_2 = (10 + 2 * 0.16 + 2 * 0.1)(8 + 2 * 0.16 + 2 * 0.1) * 0.1 = 8.963 \text{ m}^3$

On voit donc que $V_2 > V_1$ et que $V'_2 > V'_1$. Cependant les différences sont faibles: $V_2 - V_1 = 0.168 \text{ m}^3$ et $V'_2 - V'_1 = 0.271 \text{ m}^3$

Sur le plan ferrailage on pourrait également démontrer la supériorité de la quantité de fer nécessaire pour la réalisation de la bâche parallélépipédique. Car dans le cas de la bâche parallélépipédique l'encrage des parois entre elles nécessaire requiert une disposition particulière des fers. Ce qui n'est pas le cas d'une bâche circulaire. Pour des raisons de concision nous nous en limitons là.

Notre option porte donc sur la forme circulaire à laquelle nous allons réserver la suite de l'étude.

VI-2-5-2 La structure de la bâche

La bâche sera circulaire avec des parois en béton armé d'une épaisseur de 16 cm. Elle sera couverte d'une dalle en béton armé de 15 cm d'épaisseur et surmontée d'une superstructure de 3 m de hauteur. Le fond de la bâche sera en béton armé d'épaisseur 20 cm reposant sur du béton de propreté de 10 cm d'épaisseur.

Cette superstructure sera couverte avec une dalle en béton armé de 15 cm d'épaisseur. Il y sera également installé un dispositif de levage des pompes en cas d'entretien. Le calcul des armatures est effectué ci-dessous dans la partie calcul de béton armé.

On se propose de faire le calcul de béton armé de la bache.

1 -Bases de calcul

Le calcul de la bache est basé sur la théorie de la flexion des coques. Pour cela, nous allons utiliser les formules et abaques fournis par les annales de l'Institut Technique qu Bâtiment et des Travaux Publics. La paroi est constituée de poutres verticales de largeur unité.

☞ Notations utilisées :

H : hauteur de la paroi et du radier,

p : composante normale de la pression intérieur,

x : distance d'un point du paroi par rapport au fond du réservoir,

y : déplacement normal du feuillet moyen de la paroi,

yo : allongement du radier,

$$EI = \frac{Ee^3}{12 \times (1 - \nu^2)} : \text{coefficient de rigidité à la flexion de la paroi,}$$

M : moment fléchissant le long de la génératrice,

Mo : moment hyperstatique à un point du bord inférieur de la paroi,

Nφ : effort suivants les cerces,

R : rayon de la cuve,

T : effort tranchant le long de la génératrice,

To : effort hyperstatique à la base de la paroi,

β : Coefficient d'amortissement,

ω : Poids spécifique du liquide

ψ : Coefficient de Poisson (pour le béton armé $\psi = \frac{1}{6}$)

e : épaisseur de la paroi, e' : épaisseur du radier.

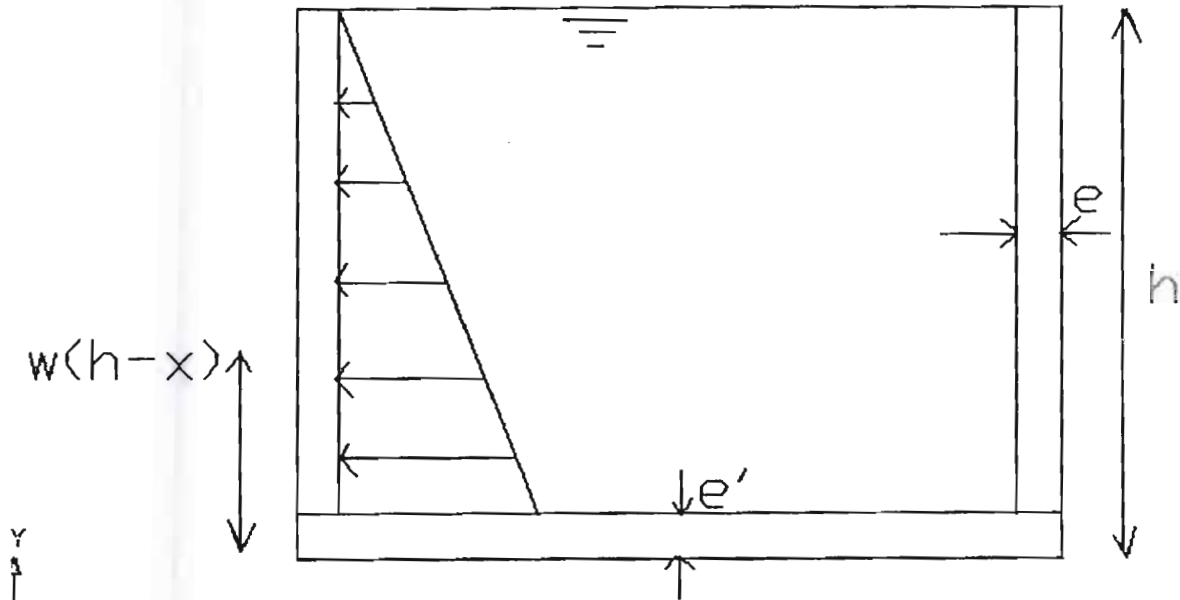


Figure 15 : coupe transversale de la bache

Equation des déformations de la paroi

L'équation différentielle qui détermine les déplacements s'écrit :

$$\frac{d^4 y}{dx^4} + 4\beta^4 y = \frac{P}{EI}$$

Avec
$$\beta = \frac{[3(1-\nu^2)]^{\frac{1}{4}}}{\sqrt{Re}}$$

L'expression final des déplacements s'écrit :

$$y = \frac{\omega R^2}{Ee}(h-x) - \frac{To}{2EI\beta^3} e^{-\beta x} \cos \beta x + \frac{Mo}{2EI\beta^2} e^{-\beta x} (\cos \beta x - \sin \beta x)$$

- le premier terme étant dû aux sollicitations isostatiques, lorsque la paroi est considérée indépendante du radier,
- le second terme est dû à l'effort tranchant radial To le long du bord inférieur de la paroi,
- le troisième terme est dû au moment Mo du bord inférieur de la paroi.

☞ Détermination des sollicitations

Les différents sollicitations sont données par :

$$N\phi = \omega R(h - x) - \omega R h e^{-\beta x} \cos \beta x - 2M_o R \beta^2 e^{-\beta x} \sin \beta x$$

$$M = \frac{\omega h}{2\beta^2} e^{-\beta x} \sin \beta x + M_o e^{-\beta x} \cos \beta x$$

$$T = -\frac{\omega h}{2\beta^2} e^{-\beta x} (\cos \beta x - \sin \beta x) - M_o \beta e^{-\beta x} (\cos \beta x + \sin \beta x)$$

☞ Grandeurs caractéristiques

Pour dimensionner les parois cylindriques, il importe de connaître :

- le moment fléchissant à l'encastrement

Il est donné par la relation de la forme :

$$M_o = K \omega h^3$$

Le coefficient K est fonction du rapport $\frac{e}{e'}$ et du produit βh , donné par :

$$\left(\frac{e}{e'}\right)^3 K^{\frac{3}{2}} + \frac{3}{2\beta h} K - \frac{3}{4(\beta h)^3} \left(1 - \frac{1}{\beta h}\right) = 0$$

- l'abscisse x_o du moment fléchissant nul

Il est donné à partir de la relation suivante :

$$x_o = K_o h$$

$$\text{Avec } K_o = \frac{\arctg[2K(\beta h)^2]}{\beta h}$$

- abscisse x_1 du moment fléchissant négatif maximum

Il donné par :

$$x_1 = K_1 h$$

$$\text{Avec } K_1 = \frac{\pi}{4\beta h} + K_0$$

- moment fléchissant négatif maximum

Il est donné par la relation :

$$M' = - K' \omega h^3$$

$$\text{Avec } K' = - K e^{-\psi} \left[\cos \psi - \frac{1}{2K(\beta h)^2} \sin \psi \right]$$

En posant $X_1 = \beta x_1$

- abscisse X_2 de l'effort $N_{\phi_{\max}}$ suivant les cerces

Il est donné par :

$$X_2 = K_2 h$$

$$\text{Avec } K_2 = \frac{\psi^2}{\beta h} \quad \text{où } X_2 = \beta x_2$$

La valeur maximale de x_2 correspondant à sa limite supérieure est donnée par :

$$x_{2 \max} = \frac{\pi}{4\beta} \approx 0.6 \sqrt{Re}$$

- effort $N\phi_{\max}$ suivant les cerces

Il donné par :

$$N\phi_{\max} = \omega Rh [1 - K_2 - e^{-\psi_2} \cos \psi_2 - 2K(\beta h)^2 e^{-\psi_2} \sin \psi_2]$$

En posant :

$$N\phi_{\max} = K'' \omega Rh$$

$$\text{Avec } K'' = [1 - K_2 - e^{-\psi_2} \cos \psi_2 - 2K(\beta h)^2 e^{-\psi_2} \sin \psi_2]$$

NB : pour la détermination des ces différentes paramètres, on s'appuiera sur les abaques fournies par les annales de l'Institut Technique du Bâtiment et des Travaux Publiques.

☛ Valeurs des sollicitations

Nous allons déterminer les valeurs des grandeurs caractéristiques : M_o , M' ; $N\phi_{\max}$... avec l'aide des abaques.

Nous choisissons pour épaisseurs : $e = 16$ cm et $e' = 20$ cm. Le calcul se fait avec les dimensions de la bache suivantes :

$$H = 4\text{ m}$$

$$R = 5\text{ m}$$

$$\text{On a : } \frac{e}{e'} = \frac{16}{20} = 0.8 = \text{tg} \omega \rightarrow \omega = 38.66^\circ$$

$$\beta h = 1.307 \times \frac{4}{\sqrt{5 \times 0.16}} = 5.84$$

La lecture sur les abaques (**annexe 5**) donne :

$$K = 0.010$$

$$K_o = 0.102$$

$$K_1 = 0.231$$

$$K' = 0.0029$$

$$K_2 = 0.35$$

$$K'' = 0.633$$

On a alors :

$$M_0 = K \omega h^3 = 0.010 \times 10,1.10^3 \times (4)^3 = 6.464 \text{ KN.m/m}$$

$$x_0 = 0,102 \times 4 = 0.408 \text{ m}$$

$$x_{0\max} = 1,2 \times \sqrt{5 \times 0.16} = 1,073 \text{ m}$$

$$x_1 = 0.231 \times 4 = 0,924 \text{ m}$$

$$x_{1\max} = 1,8 \times \sqrt{5 \times 0.16} = 1,61 \text{ m}$$

$$M' = -K' \omega h^3 = -0.0029 \times 10,1.10^3 \times (4)^3 = -1.875 \text{ m}$$

$$x_2 = 0.35 \times 4 = 1.4 \text{ m}$$

$$x_{2\max} = 0,6 \times \sqrt{5 \times 0.16} = 0.5367 \text{ m}$$

$$N_{\phi\max} = K'' \omega R h = 0.633 \times 10,1.10^3 \times 5 \times 4 = 127,866 \text{ KN/m}$$

Effort suivant les cerces

On divise la paroi en 4 tranches de largeur unitaire et de hauteur 1 m, la valeur de N_{ω} correspond à la pression moyenne sur une tranche. Chaque tranche est en état de flexion composée avec traction. La pondération à l'ELU est faite en considérant la pression comme une charge permanente (le niveau de l'eau dans la bache étant supposé toujours constant et le calcul est menée de la base de la paroi vers le haut), les actions variables dues aux vent sont négligées.

La combinaison à l'ELU est : **1,25 G**

Ce qui donne les résultats suivants :

X (m)	0.5	1.5	2.5	3.5
N_{ω} (KN/m)	104.166	139,358	80.338	24.779
N_{ω} : ELU	140.624	188.133	108.456	33.451

Tableau 8: Effort suivant les cerces

2- Calcul des armatures de la paroi

☞ Calcul des armatures suivant les cerces

⇒ Calcul à l'ELU

Les armatures sont du type FeE 500, avec $\gamma_s = 1.15$

$f_{c28} = 25 \text{ MPa}$

$$\sigma_s = \frac{f_e}{\gamma_s} = \frac{500}{1.15} = 435 \text{ MPa}$$

La section d'armature par tranche est donnée par :

$$A_u = \frac{N_\varphi}{\sigma_s}$$

Ce qui donne par calcul :

Tranches	1	2	3	4
Au (cm ²)	3.23	4.32	2.49	0.000077

Tableau 9 : armatures à l'ELU (parois)

- condition de fragilité :

La section minimale d'armature est donnée par :

$$A_{\text{mini}} = B \cdot f_{t28} / f_e$$

Avec **B = section de béton par tranche**

$$= 16 \times 100 = 1600 \text{ cm}^2$$

f_{t28} = résistance caractéristique à la traction du béton

$$= 0.6 + 0.006 \cdot f_{c28} = 2,1 \text{ MPa}$$

$$A_{\text{mini}} = \frac{1600 \times 2.1}{500} = 6.72 \text{ cm}^2 / \text{m}$$

Si $A_{ui} > A_{\text{mini}}$ alors : $A_u = A_{ui}$

Si $A_{ui} < A_{\text{mini}}$ alors : $A_u = A_{\text{mini}}$

⇒ **Calcul à l'ELS**

On considère un état de fissuration très préjudiciable. La contrainte limite des armatures est donnée par :

$$\begin{aligned} \sigma_{s \text{ lim}} &= \min\left(\frac{1}{2} f_e; \text{Max}(200 \text{ MPa}; 90 \sqrt{\eta f_{tj}})\right) \\ &= \min\{250 ; \text{Max}(200 ; 165)\} \\ &= 200 \text{ MPa} \end{aligned}$$

La section d'armature est donnée par :

$$A_s = \frac{N_s}{\sigma_{s\lim}} \quad \text{avec } N_s = N\omega \text{ à l'ELS}$$

Ce qui donne par calcul :

Tranches	1	2	3	4
As (cm ²)	5.21	6.97	4.02	1.24

Tableau 10: Amatures à l'ELS (parois)

- section minimale d'armature

$$A_{\min} = \frac{1600 \times 2.1}{500} = 6.72 \text{ cm}^2 / m$$

Si $A_{si} > A_{\min}$ alors : $A_s = A_{si}$ (tranche 2)

Si $A_{si} < A_{\min}$ alors : $A_s = A_{\min}$ (tranche 1,3 et 4)

On choisit de prendre des HA de diamètre 12 mm disposés suivant deux nappes avec un espacement de 16 cm.

Enrobage = 5 cm (du coté exposé : à l'intérieur).

Les armatures par tranche sont alors :

tranches	1	2	3	4
AH ϕ 12	6	7	6	6
Espacement (cm)/nappe	16	16	16	16

Tableau 11 : choix des barres et espacement (parois)

☞ Calcul des armatures transversales

✓ Calcul à l'ELU

- au bord du moment positif maximal

Il est obtenu au voisinage de l'encastrement.

Le moment suivant la génératrice est donné par :

$$M = \frac{\omega h}{2\beta^2} e^{-\beta x} \sin \beta x + M_0 e^{-\beta x} \cos \beta x$$

X (m)	0.5	1.5	2.5	3.5
M (KN.m/m)	3.047	8.63	0.12	0.052
M : ELU	4.113	11.65	0.162	0.070

Tableau 12 : Variation du moment positif

$$\sigma_{bc} = \frac{0.85 \cdot f_{c28}}{\gamma_b} = \frac{0.85 \times 25}{1.5} = 14.2 \text{ MPa}$$

$$\mu = \frac{Mu}{\sigma_{bc} \times b \times d^2} \text{ Avec : } d = e - \text{enrobage} - \phi/2 = 160 - 30 - 4$$

d = 126 mm en choisissant des HAφ 8

$$Mu = M_{ou} = 6.464 \times 1.35 = 8.726 \text{ KN.m}$$

$$\mu = \frac{8.726 \cdot 10^{-3}}{14.2 \times 1 \times (0.126)^2} = 0.038 < \mu_{lm} = 0.3025 \text{ (donnée par les tables)}$$

$$\alpha = 1,25 \cdot (1 - \sqrt{1 - 2 \cdot \mu}) = 0.637$$

$$z = d \cdot (1 - 0,4 \cdot \alpha) = 0.094 \text{ m}$$

$$A_u = \frac{Mu}{Z \sigma_s} = \frac{8.726 \cdot 10^{-3}}{0.094 \times 435} = 2.134 \text{ cm}^2$$

$$A_u = 2.134 \text{ cm}^2/\text{m}$$

- au bord du moment négatif

$$\text{On a : } Mu = - 1.875 \times 1.35 = -2.531 \text{ KN.m/m}$$

$$\mu = \frac{Mu}{\sigma_{bc} \times b \times d^2}$$

$$\mu = \frac{2.531 \cdot 10^{-3}}{14.2 \times 1 \times (0.126)^2} = 0.0112 < \mu_{lm} = 0.3025$$

$$\alpha = 1,25 \cdot (1 - \sqrt{1 - 2 \cdot \mu}) = 0.0141$$

$$z = d \cdot (1 - 0,4 \cdot \alpha) = 0.125 \text{ m}$$

$$A_u = \frac{Mu}{Z \sigma_s} = \frac{2.531 \cdot 10^{-3}}{0.125 \times 435} = 4.65 \cdot 10^{-5} \text{ cm}^2$$

$$A_u = 4.65 \cdot 10^{-5} \text{ cm}^2$$

✓ Calcul à l'ELS

- au bord du moment positif maximal

On a $M_s = 6.464 \text{ KN.m/m}$

Contrainte limite du béton en compression : $\sigma_{blim} = 0.6.f_{c28} = 15 \text{ MPa}$

Contrainte limite des armatures en traction : $\sigma_{slim} = 200 \text{ MPa}$

$$\mu_1 = \frac{M_s}{\sigma_{slim} \times b \times d^2}$$

$$\mu_1 = \frac{6.464 \cdot 10^{-3}}{200 \times 1 \times (0.126)^2} = 0.00203$$

Tables donnent $\beta_1 = 0,9253$ et $K = 51.89$

Contrainte dans le béton : $\sigma_b = 200/51.89 = 3.85 \text{ MPa} < \sigma_{blim} = 0.6.f_{c28} = 15 \text{ MPa}$

D'où
$$A_s = \frac{M}{\sigma_{slim} \times \beta_1 \times d}$$

$$A_s = \frac{6.464}{200 \times 0.9253 \times 0.126} = 2.77 \text{ cm}^2$$

$A_s = 2.77 \text{ cm}^2/\text{m}$

- au bord du moment négatif maximal

On a : $M_s = -1.875 \text{ KN.m/m}$

Contrainte limite du béton en compression : $\sigma_{blim} = 0.6.f_{c28} = 15 \text{ MPa}$

Contrainte limite des armatures en traction : $\sigma_{slim} = 200 \text{ MPa}$

$$\mu_1 = \frac{M_s}{\sigma_{slim} \times b \times d^2}$$

$$\mu_1 = \frac{1.875 \cdot 10^{-3}}{200 \times 1 \times (0.126)^2} = 0.00059$$

Tables donnent $\beta_1 = 0,9573$ et $K = 102,14$

Contrainte dans le béton : $\sigma_b = 200/102.14 = 1.96 \text{ MPa} < \sigma_{blim} = 0.6.f_{c28} = 15 \text{ MPa}$

$$D'où \quad A_s = \frac{M}{\sigma_{s\lim} \times \beta_1 \times d}$$

$$A_s = \frac{1.875 \cdot 10^{-3}}{200 \times 0.9573 \times 0.126} = 0.78 \text{ cm}^2$$

$$A_s = 0.78 \text{ cm}^2/\text{m}$$

On retient les sections à l'ELS comme armatures de répartition. Elles seront disposées sur deux fils avec un espacement de $E < \min \{1.5h ; 20 \text{ cm}\} = 20 \text{ cm}$

M (KN.m/m)	6.464	1.875
A.tyrans.par file : HAφ8	6	2
Espacement	10	20

Tableau 13 : choix des barres transversales (parois)

3- Armatures du radier

☞ Hypothèse de base

- la capacité portante du sol σ est fixée à 200 kPa (2 bars) à défaut d'avoir des valeurs précises car elle varie généralement de 1 à 3 bars.
- L'angle de frottement interne : $\phi = 35^\circ$ et la cohésion $C = 0$ (sol sableux et supposé homogène),
- Le poids volumique du sable : $\gamma = 19 \text{ KN/m}^3$
- L'influence des eaux extérieures est n négligeable (pas de sous pression),

Le radier est soumis au moment d'encastrement M_0 , à l'effort T_0 qui provoque une traction le long de son contour et poids de l'eau. Il sera donc calculé en flexion composée.

⇒ Actions sur le radier

$$\text{Poids de l'eau : } P_w = \frac{\gamma_s \times V}{S} = \gamma_w \times h = 10.1 \times 4 = 40.4 \text{ KN/m}^2$$

$$\text{Poids de la paroi cylindrique : } P_p = \frac{\pi \times [(D + e)^2 - D^2]}{4} \times h \times \gamma_b$$

$$P_p = \frac{\pi \times [(10 + 0.16)^2 - 10^2]}{4} \times 4 \times 25 = 253.338 \text{ KN} \Rightarrow 3.225 \text{ KN/m}$$

$$\text{Poids du radier : } P_r = \gamma_b \cdot e' = 25 \times 0.2 = 5 \text{ KN/m}^2$$

L'eau est considérée comme une charge permanente (le niveau étant presque invariable). La combinaison des charges à l'ELU donne :

$$1.35x (P_w + P_r + P_p) = 1.35x (40.4 + 5 + 3.225) = 65.643 \text{ KN/m}^2$$

A l'ELS on a :

$$P_{ELS} = P_w + P_r + P_p = 48.625 \text{ KN/m}^2$$

- Vérification de la capacité portante du sol

$$\frac{\sigma_{SOL}}{P_{ELS}} = \frac{200}{48.625} = 4.11 \text{ Condition satisfaite}$$

☛ Calcul des armatures

⇒ Armatures longitudinales

- calcul à l'ELU

Le moment à l'encastrement est $M_u = M_o = 8.726 \text{ KN.m/m}$

L'effort tranchant induit par l'eau à la base de la cuve provoque une traction du radier et vaut :

$$T = -\frac{\omega h}{2\beta^2} e^{-\beta x} (\cos \beta x - \sin \beta x) - M_o \beta e^{-\beta x} (\cos \beta x + \sin \beta x)$$

Pour $x = 0 \text{ m}$, on a l'effort de traction sur le radier :

$$T_o = \frac{\omega h}{2\beta} - M_o \beta$$

$$T_o = \frac{10.1 \times 4}{2 \times 1.46} - 8.726 \times 1.46 = 1.10 \text{ KN/m}$$

$$T_{ou} = 1.35x 1.10 = 1,485 \text{ KN/m}$$

Cette effort T_{ou} est appliquée au sommet du radier, il peut être décomposé en effort de traction N appliqué au centre de gravité de la section du radier et en moment M' qui a pour effet de tendre les armatures supérieures.

$$M' = \frac{T_{ou} \times e'}{2} = \frac{1.485 \times 0.2}{2} = 0.1485 \text{ KN.m/m}$$

L'effort tranchant est :

$$N_u = T_{ou} = 1.35x 1.10 = 1,485 \text{ KN/m}$$

Au niveau des appuis (encastrement), le moment devient :

$$M_u = M_{ou} + M' = 8.726 + 0.1485 = 8.875 \text{ KN.m/m}$$

Ceci peut être remplacé par un effort appliqué au centre de pression distant de l'excentricité :

$$\text{Excentricité} = \frac{M_u}{N_u} = \frac{8.875}{1.485} = 5.97 > e' \quad \text{donc la section est partiellement tendue.}$$

On ramène le moment au niveau du centre de gravité des aciers tendus pour pouvoir se ramener à un calcul de flexion simple.

$$M_{uA} = M_u + N_u (d - e'/2)$$

N_u étant pris avec son signe (négatif en traction)

Données :

$$\sigma_{bc} = 14.2 \text{ MPa}$$

$$\sigma_s = 435 \text{ MPa}$$

Acier feE500

$$d = 0.9 \times 20 = 18 \text{ cm}$$

$$b = 1 \text{ m}$$

D'où

$$M_{uA} = 8.875 - 1.485 (0.18 - 0.1) = 7,687 \text{ KN.m/m}$$

$$\mu = \frac{M_{uA}}{\sigma_{bc} \times b \times d^2}$$

$$\mu = \frac{7,687 \cdot 10^{-3}}{14.2 \times 1 \times 0.18^2} = 0.0167 < 0.187 \quad \text{Donc pivot A et pas d'armatures comprimées,}$$

$$\alpha = 1,25 \cdot (1 - \sqrt{1 - 2 \cdot \mu}) = 0.0211$$

$$z = d \cdot (1 - 0,4 \cdot \alpha) = 0.178 \text{ m}$$

$$A_{u1} = \frac{M_u}{Z \sigma_s} + \frac{|N_u|}{\sigma_s} = \frac{8,994 \cdot 10^{-3}}{0.178 \times 435} + \frac{1.485 \cdot 10^{-3}}{435} = 1.2 \text{ cm}^2$$

$$A_{u1} = 1,2 \text{ cm}^2$$

- Calcul à l'ELS

$$M_{serA} = M_{ser} + N_{ser} (d - e'/2)$$

Données :

$$\sigma_{s \text{ lim}} = \min\left(\frac{1}{2} f_e; \text{Max}(200 \text{ MPa}; 90 \sqrt{f_{tj}})\right) = 200 \text{ MPa}$$

$$N_{ser} = 1.10 \text{ KN/m}$$

$$M_{serA} = \frac{8.726}{1.35} - 1.10 \times \left(0.18 - \frac{0.2}{2}\right) = 6,376 \text{ KN.m/m}$$

$$\mu_1 = \frac{Ms}{\sigma_{s\lim} \times b \times d^2}$$

$$\mu_1 = \frac{6.376.10^{-3}}{200 \times 1 \times (0.18)^2} = 0.00098$$

Tables donnent $\beta_1 = 0,9457$ et $K = 77.04$

Contrainte dans le béton : $\sigma_b = 200/77.04 = 2.596 \text{ MPa} < \sigma_{b\lim} = 0.6.f_{c28} = 15 \text{ MPa}$

Donc pas d'armatures comprimées.

$$\text{D'où } A_{ser} = \frac{M_{ser}}{\beta_1 \cdot d \cdot \sigma_{s\lim}} + \frac{|N_{ser}|}{\sigma_{s\lim}} = \frac{6,376.10^{-3}}{0,9457 \times 0.18 \times 200} + \frac{1,1.10^{-3}}{200} = 1.93 \text{ cm}^2$$

$$A_{ser} = 1.93 \text{ cm}^2$$

- section minimale d'armature (condition de non fragilité)

Elle est donnée pour une section partiellement tendue par :

$$A_{min} = 0.23 \times \frac{b_o df_{128}}{fe} \times \frac{e_o + 0,45d}{e_o + 0.185d}$$

$$\text{Avec } e_o = \frac{M_{SerA}}{N_{Ser}} = \frac{6.376}{1.10} = 5,796 \text{ m}$$

$$d = 1 \text{ m}$$

$$b_o = 0.2$$

$$f_{128} = 2.1 \text{ MPa}$$

$$f_e = 500 \text{ MPa}$$

$$A_{min} = 0.23 \times \frac{0,2 \times 1 \times 2.1}{500} \times \frac{5,796 + 0,45 \times 1}{5.769 + 0.185 \times 1} = 1.044 \text{ cm}^2$$

$$A_{min} = 1.044 \text{ cm}^2$$

$$\text{On a } A_{ser} = 1.93 \text{ cm}^2 > A_{min} = 1.044 \text{ cm}^2$$

Pour les armatures longitudinales, on choisit des HA8 satisfaisant la section minimale, soit :

6 HA ϕ 8/m. l'espacement sera 16 cm.

En outre, la dalle doit être réalisée sans reprise de bétonnage.

⇒ **Armatures transversales**

$$\text{On a : } \tau_u = \frac{T_u}{b \cdot d} = \frac{1,485}{1 \times 0,18} = 8.25 \text{ KN/m}^2 = 0,0825 \text{ MPa}$$

$$0,05 \cdot f_{c28} = 0,05 \times 25 = 1,25 \text{ MPa}$$

$\tau < 0,05 f_{c28}$ donc il n'est pas nécessaire de mettre des armatures transversales ; cependant pour la mise en œuvre on prévoit des HA8 espacé de 16 cm.

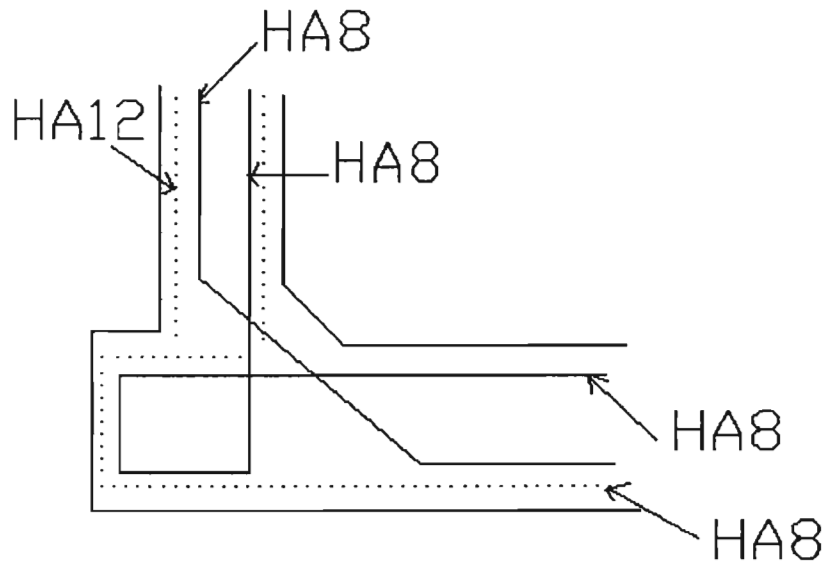


Figure 16 : Schéma de ferrailage

VI-2-5-3 Calcul de la puissance des pompes

Nous choisissons de mettre en place deux pompes identiques dans la bache. Elles fonctionnent en alternance dans les conditions de débit normal arrivant dans la bache, et simultanément dans le cas de débit de pointe.

♦ Calcul de la Hmt

Calcul des pertes de charges de la conduite de refoulement :

$$J \text{ (m/m)} = \frac{\lambda \cdot V^2}{2 \cdot g \cdot D}$$

V = vitesse de l'eau,

D = diamètre de la conduite de refoulement,

λ est calculé avec la formule de Colebrook :

$$\frac{1}{\sqrt{\lambda}} = -2 \log \left[\frac{k}{3,71 \times D} + \frac{2,51}{\text{Re}} \cdot \frac{1}{\sqrt{\lambda}} \right]$$

Re est le nombre de Reynolds : $\text{Re} = \frac{V \times D}{\nu}$ avec ν la viscosité de l'eau que nous prenons

ici égale à $10^{-6} \text{ m}^2/\text{s}$.

Nous choisissons une vitesse dans la conduite de refoulement en fonte tel que $V_{\max} = 1,5+D$ (m). [12]

Prenons $V = 1.5$ m/s.

Ce qui nous donne $Re = 300.10^6$ pour un diamètre de refoulement de 200mm

Pour un coefficient de rugosité $k= 1\text{mm}$ [1] et $D=200$ mm, on a $\lambda = 0.0275$

Alors $j= 0.0157$ m/m

La longueur du refoulement est de 2080 m plus environ 4 m de descente dans la bêche

$$J = j \times L = 0.0157 \times (2080+4) = 32.89 \text{ m}$$

En estimant les pertes de charges singulières à 10% des linéaires, on a une perte de charge totale de :

$$J_t = 1.10 \times J = 36.18 \text{ m}$$

La côte d'aspiration de la pompe est à 22,97 m et celle de refoulement à 50 m, d'où une

$$H_{mt} = 36,18 + (50-22,97) = 63,21 \text{ m.}$$

Nous prenons une HMT de 63,5m.

◆ Détermination du débit

La quantité d'eau à évacuer hors période de pointe est de :

$$V_{hp} = 1932 \times 0.0057 \times 24 \times 60 \times 60 = 955.83 \text{ m}^3$$

Cette quantité doit être pompée pendant 24 heures réparties entre les deux pompes soit 12 heures par pompe.

Le débit de la pompe en fonctionnement doit être alors de

$$Q = \frac{955.83}{12} = 79.653 = 79.653 \text{ m}^3/\text{h}$$

◆ Détermination de la puissance

La puissance de la pompe est donnée par la formule :

$$P = \frac{Q \times H_{mt}}{\eta} \times \rho \times g \quad [1] \quad \text{avec}$$

-Q le débit de la pompe en l/s

- ρ la masse volumique de l'eau pompée (1.05 kg/dm^3)

-Hmt la hauteur manométrique totale de la pompe en m.

- g accélération de la pesanteur = $9,81 \text{ m/s}^2$

- η le rendement de la pompe que nous prenons égale à 75 %.

$$P = \frac{12.64 \times 63.5}{0.75} \times 1.05 \times 9.81 = 11,023 \text{ KW}$$

P = 11,023 KW

Le démarrage et l'arrêt des pompes seront fonction du niveau d'eau dans la bache. La régulation se fera par l'installation de détecteurs de niveau d'eau qui seront installés dans la bache.

Une armoire électrique devra permettre un fonctionnement alterné des pompes et un démarrage simultané en cas de besoin.

Chapitre VII : Traitement et rejet

VII-1 Généralités

Parmi les composés que véhiculent les eaux usées domestiques, on peut distinguer principalement des matières en suspension, de la matière organique susceptible d'être dégradée par oxydation biologique ou chimique, des composés azotés et phosphorés ainsi qu'une quantité appréciable de micro-organismes dont certains sont pathogènes.

Ce sont ainsi quatre types de paramètres responsables de quatre formes de pollutions :

- **les paramètres physiques** entraînent une pollution primaire : elle est due en général aux matières en suspension (MES). Quelles qu'en soient les origines (domestique, industrielle ou agricole), les MES présentes dans les eaux usées vont altérer la limpidité naturelle des cours d'eau. La turbidité qui apparaît en aval des rejets n'entraîne pas seulement des désagréments esthétiques, la vie aquatique normale de l'écosystème s'en trouve également bouleversée : les MES gênent le passage des rayons du soleil et réduisent ainsi le phénomène de photosynthèse.
- **les paramètres chimiques organiques** constituent la pollution secondaire : ils regroupent les matières organiques biodégradables et non biodégradables.
- **les paramètres chimiques minéraux** sont responsables de la pollution tertiaire : cette pollution est essentiellement due aux substances minérales que sont les nitrates et les phosphates. Ces substances sont responsables du phénomène de l'eutrophisation dans les eaux de surfaces dont l'une des conséquences est la mortalité piscicole importante par asphyxie ou par modification des autres paramètres chimiques du milieu (pH, ammoniac, ...).
- **les paramètres biologiques** sont liés à la pollution quaternaire : on regroupe sous ce terme les pollutions bactériennes, virales et zoo parasitaires. L'origine de ces pollutions est spécifiquement humaine et animale : elles proviennent presque exclusivement de la flore microbienne intestinale et représentent un risque sanitaire sérieux pour l'homme et les animaux.

Ces différentes formes de pollutions et les conséquences qu'elles peuvent entraîner montrent encore une fois la nécessité voire l'obligation de procéder à une épuration des eaux usées avant leur rejet dans le milieu naturel.

Cette épuration peut se faire selon différentes techniques et méthodes compte tenu des conditions socio-économiques et climatiques et des caractéristiques de ces eaux usées et du sol.

Les deux possibilités offertes dans le cas de notre projet sont les suivantes :

- raccordement sur un réseau déjà existant ou refoulement vers une station de pompage.

- déversement dans un réceptacle naturel (mer ou cours d'eau) après traitement.

La première éventualité consiste à se raccorder:

- sur la conduite 315 mm qui longe Mermoz pour se verser à la station de FANN où les eaux ne sont pas traitées. En effet elles sont seulement dégrillées et envoyées à la mer avec tous les risques de pollution.
- à la station des Almadines où les eaux sont pompées vers la station d'épuration de Cambéréne avec une capacité de 1525,92 m³/jour qui n'est pas encore atteinte.

Et la deuxième éventualité consiste à traiter les eaux collectées avant leur rejet ou leur utilisation.

Nous allons faire une étude de ces différentes options avant de proposer une solution finale.

La pollution, causée par les déversements en mer sans traitement a atteint des proportions inquiétantes. Ceci nous fera écarter l'option de rejet sur la 315 mm

L'option de refoulement vers les stations de pompage des Almadines est la seule alternative qui reste mais à comparer avec celle du traitement des eaux collectées.

VII-2 Choix du type de traitement

L'épuration peut se faire selon différentes techniques et méthodes compte tenu des conditions socio-économiques et climatiques et des caractéristiques de ces eaux usées et du sol.

Toute fois les solutions actuellement adoptées pour l'épuration des eaux usées domestiques peuvent être réparties en trois grandes catégories :

- le lagunage
- les stations à lits bactériens
- les stations à boues activées

VII-2 -1 Le lagunage

Il est pratiqué à partir des stations dites rustiques basées sur les capacités épuratrices des écosystèmes liés à l'eau. Les phénomènes qui se rencontrent au sein du lagunage se calquent de l'auto épuration des cours d'eau. Le lagunage recrée artificiellement des milieux susceptibles d'offrir des conditions optimales d'épuration naturelle. Il entraîne la sédimentation des matières en suspension, ainsi que la dégradation aérobie au niveau du liquide et celle anaérobie dans les sédiments qui se sont déposés au fond de la lagune [4]

Il est à noter que ce système d'assainissement présente plusieurs avantages pour les pays en développement :

- il nécessite peu d'énergie artificielle et en général la source d'énergie utilisée est le soleil dont l'énergie est utilisée pour la production d'oxygène par la photosynthèse,

- le lagunage ne présente aucun ouvrage compliqué et ne nécessite donc pas un génie civil important,
- compte tenu du temps de séjour important des eaux usées dans les bassins, le fonctionnement s'accommode relativement bien aux fluctuations saisonnières des charges polluantes et de débit, pour autant que ces variations demeurent dans des proportions raisonnables,
- l'avantage majeur du lagunage est son coût relativement faible.

Cependant, l'inconvénient du lagunage réside sur le fait qu'on doit disposer des surfaces importantes pour la réception des eaux usées à épurer. Il s'y ajoute aussi les nuisances dues aux odeurs, aux moustiques et la possibilité de contaminer les nappes souterraines. Ainsi ce procédé est à exclure à Ouakam où on note comme pour la majorité des quartiers Périurbains de Dakar un manque notoire d'espace.

Ici on n'étudie pas le lagunage aéré qui fonction sur le même principe que la boue activée c'est-à-dire la quantité d'oxygène requise est apportée par des aérateurs mécaniques. La seule différence résulte de la circulation des boues en continu du décanteur primaire vers le bassin d'aération.

VII-2 -2 les stations à lits bactériens

Le principe de fonctionnement d'un lit bactérien consiste à faire ruisseler les eaux usées préalablement décantées sur une masse de matériaux poreux qui sert de support aux micro-organismes épurateurs.

Une aération est pratiquée dans le but d'apporter dans toute la masse du lit l'oxygène nécessaire en aérobose de la microflore.

Le matériau poreux peut être constitué de scories, cailloux concassés, de matières synthétiques, des minéraux, etc.

Ce matériau repose sur un double radier : le radier supérieur qui est perforé et le radier inférieur qui recueille l'eau traitée.

Les inconvénients majeurs des lits bactériens sont :

- ◆ le risque de colmatage de la masse poreuse
- ◆ la difficulté d'assurer une répartition homogène de l'effluent sur la masse poreuse
- ◆ le coût élevé
- ◆ demande de main d'œuvre qualifiée
- ◆ une forte propension à devenir source de développements considérables de mouches et autres insectes.

- ◆ Les performances épuratoires sont modestes : rendement 70 à 95 % MES et 60 à 95 % DBO (4)

Ce procédé ne peut être utilisé dans des zones sensibles comme Ouakam où le risque pathogène est très élevé. D'ailleurs, les statistiques de 1996 révèlent que le paludisme, les parasites intestinaux et les bronchites ont pour cause essentielle un mauvais assainissement d'après d'ENDA-RUP.

VII-2 3 Les stations à boues activées

Le traitement par boues activées consiste à provoquer le développement d'un flot bactérien dans un bassin d'aération alimenté en eau à traiter. Dans ce bassin, le mélange est brassé de façon à maintenir les boues en suspension, et reçoit l'oxygène nécessaire à la prolifération des micro-organismes aérobies.

La liqueur mixte est ensuite envoyée dans un clarificateur ou dans une zone de clarification, afin de séparer l'eau traitée des boues qui sont en partie recyclées dans le bassin d'aération pour y maintenir une concentration suffisante en boues activées (boues en retour). Une autre partie est extraite et évacuée vers le traitement des boues (boues en excès).

Cette option de traitement présente les caractéristiques suivantes :

- Permet d'obtenir les meilleurs rendements épuratives : abattement DBO5 65-95 %, abattement MES 70 – 95 %
- Sensible aux surcharges hydrauliques
- Consommation élevée d'énergie
- Demande de techniciens qualifiés

Malgré le coût un peu plus élevé que l'option de traitement à lits bactériens, nous préconisons une station à boues activées. Ce procédé est souvent utilisé de nos jours surtout lorsque le manque d'espace empêche la pratique du lagunage.

Par ailleurs, la suppression à la station des postes de prétraitement et de décantation primaire assurés par les fosses et ayant une plus grande salubrité nous le faisons préférer au traitement par lits bactériens.

Il faudrait cependant une étude économique comparative tenant compte aussi bien du prix du matériel que des frais d'installation pour pouvoir justifier complètement le choix entre les différents procédés.

VII-3 Traitement par boues activées

VII-3-1 Généralités sur l'épuration des eaux résiduaires

La pollution contenue dans les eaux usées qui entrent dans la station est éliminée par la masse de micro-organismes présents dans le bassin d'activation.

Les types de micro-organismes rencontrés dans les boues activées sont :

- Les bactéries et les champignons qui se nourrissent de la pollution organique contenue dans les eaux usées.
- Les Protozoaires et les Nématodes qui sont les prédateurs des précédents.

Le floc, qui renferme la plus part des bactéries, est constitué par une substance mucilagineuse (qui se gonfle au contact de l'eau) comprenant des matières difficilement biodégradables (« S dur ») et les déchets des bactéries.

Les protozoaires sont soit liés au floc, soit à l'extérieur.

VII-3-1-1 Croissance des bactéries en fonction de la nourriture disponible

L'assimilation des matières organiques par les bactéries n'est pas une fonction linéaire du temps. Il y a plusieurs phases :

- adsorption (quelques secondes)
- métabolisme normal
- consommation des réserves (nitrification)

Les différentes phases sont :

1. phase de latence
2. phase de croissance exponentielle
3. phase de croissance ralentie
4. phase endogène

On appelle métabolisme la somme totale des réactions chimiques se produisant au niveau d'une cellule vivante.

En fonction de la quantité de nourriture dont elle dispose, la bactérie « stocke » plus ou moins de substrat.

Entre deux stades d'assimilation, l'énergie est utilisée pour la vie endogène des bactéries.

Ainsi l'énergie utilisée = énergie pour la croissance + énergie pour la maintenance.

VII-3-1-2 La demande biochimique en oxygène (DBO)

Elle exprime le degré de pollution d'une eau usée et est égale à la quantité d'oxygène dissous (exprimée en milligramme) consommée par les germes aérobies pour assurer la décomposition, par oxydation à 20°C [5], des matières organiques contenues dans un litre d'eau polluée.

Si on étudie une eau d'égout subissant l'oxydation, on constate que la quantité d'oxygène dépensée chaque jour constitue une fraction constante (20%) [5] de la demande d'oxygène restante.

Ainsi, au bout de cinq jours, le processus de décomposition met en œuvre les 2/3 de la quantité d'oxygène nécessaire à la transformation totale. Par convention, et pour des raisons pratiques, on limite la mesure de la DBO à la demande d'oxygène durant les cinq premiers jours : c'est la DBO5. La teneur en DBO5 d'un effluent domestique varie en fonction de la quantité d'eau journalière évacuée par habitant et de la charge de pollution de cette eau.

On prendra pour la présente étude la valeur de 35 g /hb./jour (pays en voie de développement) [5]

VII-3-2 Principe du traitement

Le procédé par boues activées consiste en une intensification du processus d'auto-épuration des cours d'eau. Il repose sur la constatation suivante : une eau d'égout dans lequel on fait barboter de l'air voit se développer rapidement une flore bactérienne au détriment des matières organiques polluantes présentes.

Le procédé a été développé à l'origine par ARDEN et LOCKETT en 1914 au Royaume-Uni. Dans des conditions adéquates d'aération, ces microorganismes se multiplient et s'agglomèrent en petits flocons qui se décomposent lorsqu'on arrête l'aération. Cette masse est appelée « floc bactérien ». Si, après vidange de l'eau usée épurée, on recommence l'opération avec une nouvelle charge d'eau usée, en conservant la boue formée précédemment, l'épuration se révèle plus rapide, d'où l'idée de recycler les boues au cours d'un traitement en continu. Du fait de leurs propriétés particulières, ces boues furent appelées boues activées.

Le principe du procédé consiste donc à provoquer le développement d'un floc bactérien dans un bassin alimenté en eau usée à traiter (bassin d'activation) en brassant suffisamment le milieu pour éviter la décantation des flocons et en lui fournissant l'oxygène nécessaire à la prolifération des microorganismes .

Le bassin d'aération peut être précédé d'un décanteur primaire, dans le but d'éliminer les matières en suspension décantables et seront toujours suivi d'un clarificateur qui assurera la séparation de l'effluent épuré d'avec les boues ; celles-ci seront recyclées dans le bassin d'aération pour en assurer la concentration permanente. Une partie (l'excès) est extraite du circuit de traitement et envoyée aux lits de séchage.

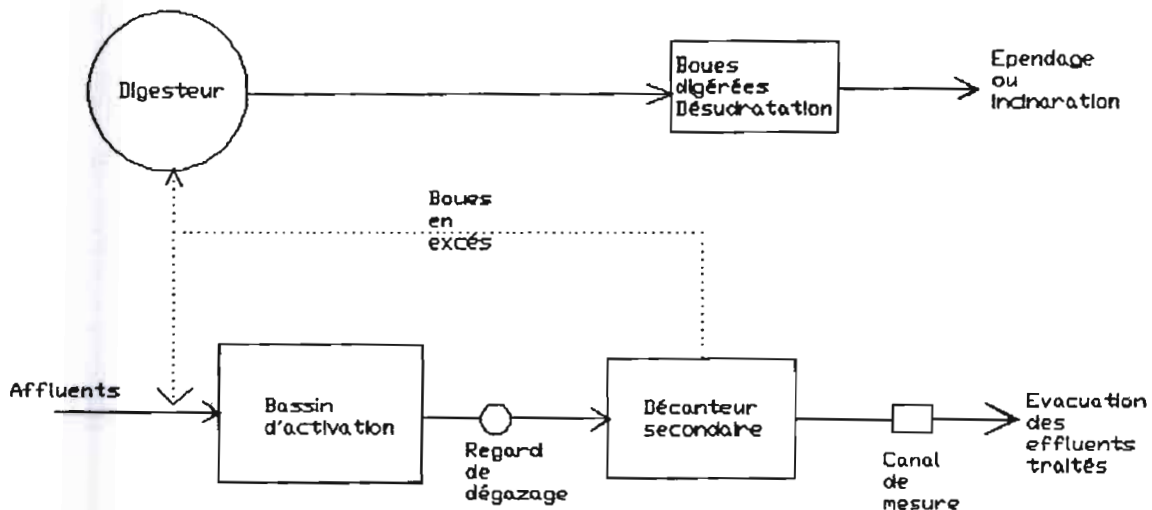


Figure 17 : Schéma de principe du traitement par boues activées

VII-3-3 Calcul de la station

VII-3-3-1- Bases de dimensionnement

- nombre d'habitants : 19320
- $L'o = \text{DBO5 journalières}$:
 $0.035 \times 19320 = 676.2 \text{ kg}$
- **volume journalier d'eaux usées (47 l/hb)**
 $0.047 \times 19320 = 908.04 \text{ m}^3$
- **$L_o = \text{concentration moyenne de DBO5}$**

$$\frac{676.2 \times 10^6}{908.04 \times 10^3} = 744.68 \text{ mg/l}$$

- **Débit moyen journalier**

$$Q_m = \frac{744.68}{24} = 31.03 \text{ m}^3 / \text{h}$$

- **Débit moyen diurne**

$$Q_d = \frac{744.68}{14} = 53.2 \text{ m}^3/\text{h}$$

- **Débit de pointe**

$$Q_p = 3 \times Q_m \text{ [6]}$$

$$Q_p = 3 \times 31.03 = 93.09 \text{ m}^3/\text{h}$$

- **nombres d'équivalents-habitants**

Dans cette étude, nous avons le nombre d'équivalent-habitants qui est exprimé comme suit :

On a : 1 éq.hab. = 35 g de DBO5 [5]

$$Q_{\text{moy}} = 744,72 \text{ m}^3/\text{j}$$

$$\text{DBO5} = 744.68 \text{ g/j}$$

$$\begin{aligned} \Rightarrow \text{Nombre d'équivalent-habitants} &= \frac{\text{DBO5} \times Q_{\text{moy}}}{35} \\ &= \frac{744,72 \times 744.68}{35} \\ &= \mathbf{15845 \text{ éq.hab.}} \end{aligned}$$

- **Age des boues**

C'est le temps de renouvellement de la biomasse ou temps de séjour des cellules dans l'installation (bassin d'aération). Ce temps est exprimé en jour et est donné par :

$$A = 6.5 \times [0.914]^{(T-20^\circ)} \quad [1]$$

Avec T = température de l'effluent = 25 °C

A = âge des boues (en jours)

$$\text{Donc } A = 6.5 \times [0.914]^{(25-20^\circ)}$$

$$\mathbf{A = 4.15 \text{ jours}}$$

- **Durée d'aération**

C'est le temps de séjour dans l'aérateur, il est moins élevé que celui des boues.

Si on appelle θt ce temps, on a généralement :

$$1 \text{ heure} < \theta t < 8 \text{ heures} \text{ [13]}$$

Nous allons choisir une valeur $\theta t = 6$ heures pour une bonne aération et une limitation du volume du bassin.

- **Charge biologique**

Elle est également appelée charge des boues. C'est un élément qui caractérise le fonctionnement d'une épuration par boues activée et s'exprime en kg DBO5 appliqués par kg de biomasse et par jour. Elle est notée C_b et est obtenue à partir de la relation suivante :

$$A = 1.224 C_b^{-1.125} \quad [13]$$

Avec A = âge des boues

Ce qui donne :

$$C_b = \left(\frac{A}{1.224} \right)^{-\frac{1}{1.125}}$$

$$C_b = 0.338 \text{ kg DBO5/kg MSV.j}$$

MSV = concentration en matières volatiles en suspension.

- **Concentration des boues**

Elle exprime la teneur en boues dans le bassin d'aération.

On a la relation de base suivante :

$$C_b = \frac{Q L_o}{B V} \quad [13]$$

Avec :

Q = débit de design (m³/j)

Lo = DBO5 de l'eau brute (mg/l)

V = volume du bassin (m³)

B = concentration des boues

On a aussi $V = Q \theta_t$

θ_t = durée d'aération en jour

D'où

$$B = \frac{L_o}{C_b \times \theta_t}$$

$$B = \frac{744.68}{0.338 \times 6/24}$$

$$B = 8812.78 \text{ mg/l} = 8.813 \text{ g/l}$$

- **Matières en suspension journalières à traiter par jour (MES)**

Dans cette étude nous prenons une valeur de 40 g/hb/j. en prenant cette valeur :

$$\text{MES journalière} = 0.40 \times 19320 = 772.8 \text{ kg.}$$

VII-3-3-2- Dimensionnement des éléments de la station

VII-3-3-2-1 Le bassin d'activation

On sait que l'accroissement net des du poids de matières cellulaires est la différence entre la quantité de matière vivante synthétisée à partir de la DBO5 éliminée ($Le = L_o - L_f$) et de la quantité de matière vivante brûlée par respiration endogène.

L'équation s'écrit :

$$\Delta Sa = a_m Le - b Sv$$

Sv = quantité de matière organique

a_m et b sont des coefficients définis ci-dessous

Par ailleurs les bactéries constituant la boue activée ont besoin d'oxygène, d'une part pour se nourrir et se développer à partir de la pollution éliminée (Le) et d'autre part pour répondre aux besoins de leur métabolisme de base qui correspond à la respiration endogène et qui est proportionnelle à la masse de boue.

Ainsi, on a :

$$O_2 = a' Le + b' Sv \quad [8]$$

O_2 = quantité d'oxygène à fournir par jour

a' et b' sont des coefficients définis ci-dessous

Définition des coefficients :

a et a' sont les équivalents en oxygène de la pollution consommée par les bactéries

a = fraction destinée à synthétiser une quantité a_m de matière vivante.

a' = fraction qui sera brûlée pour fournir de l'énergie.

b est la quantité de matière « brûlable » par respiration endogène, et b' est la quantité d'oxygène correspondante.

On peut se servir du tableau suivant pour les valeurs des différents coefficients en fonction de la charge massique.

Cm	0.09	0.10	0.15	0.20	0.30	0.40	0.50
a'	0.66	0.65	0.62	0.60	0.56	0.53	0.50
a	0.80	0.79	0.79	0.79	0.78	0.77	0.75
a _m	0.56	0.56	0.56	0.56	0.56	0.54	0.53

Tableau 14 : valeurs des coefficients a', a et a_m en fonction de Cm [8] et [6]

b = 0.05 et b' = 0.07

Notre procédé fonctionne à faible charge c'est-à-dire en aération extensive ou prolongée
 $0.07 < C_m < 0.2$

On prend **a_m = 0.56**

Pour pouvoir fonctionner en aération prolongée (transformation théorique complète de la matière organique en composés gazeux ou minéraux), il faut que 80 % de la matière synthétisée à partir de la DBO5 soit détruite par respiration endogène.

Il faut donc une quantité de matières organiques (Sv) telle que :

$$b Sv = 0.8 a_m Le$$

d'où
$$Sv = \frac{0.8 a_m Le}{b}$$

$$Sv = \frac{0.8 \times 0.56 \times 540.96}{0.05} = 4847 \text{ kg}$$

En nous fixant une concentration de boues dans le bassin d'activation (St) de 3 g de matières organiques par litre [5], on doit avoir :

$$\text{Volume du bassin d'aération } V = \frac{Sv}{3} = \frac{4847}{3} = 1615.66 \text{ m}^3$$

On prendra un bassin de 1620 m³ : un bassin circulaire de rayon R = 11.35 m et de hauteur h = 4 m.

♦ **charge massique de l'effluent :**

$$C_m = \frac{L'o}{Sv}$$

$$C_m = \frac{676.2}{4847} = 0.14$$

On bien en aération prolongée car $0.07 < C_m < 0.2$

♦ **Charge volumique de l'effluent :**

$$C_v = \frac{L'o}{V}$$

$$C_v = \frac{676.2}{1620} = 0.42 \text{ Kg / m}^3$$

♦ **DBO sortante au débit moyen diurne (Lf)**

Elle est donnée par la formule suivante :

$$L_f = \frac{L_o}{1 + K' S_t t} \quad [7]$$

Avec $K' = 0.3$

$$t = \frac{\text{volume du bassin}}{\text{débit moyen diurne}}$$

$$t = \frac{1620}{53.2} = 30.45 \text{ h}$$

$$L_f = \frac{744.68}{1 + 0.3 \times 3 \times 30.45} = 26.21 \text{ mg / l}$$

Ce qui est inférieur à la limite admise par les règlements qui est de 40 mg / l.

♦ **Besoins théoriques en oxygène par jour**

$$O_2 = a' L_e + b' S_v$$

$$O_2 = (0.63 \times 540.96) + (0.07 \times 4847) = 679.49 \text{ kg}$$

Pour assurer une bonne agitation et homogénéisation du bassin d'aération, il est nécessaire de disposer d'une puissance spécifique supérieure ou égale à 30 watts / m³ de bassin [8].

Comme le bassin dispose de 3 aérateurs, il faut que chacun d'eux ait une puissance absorbée brute supérieure ou égale à :

$$0.03 \times \frac{1620}{3} = 16.2 \text{ kW}$$

♦ **Quantité de boue produite par jour(S)**

La production de boues représente la quantité de boues développée durant le temps de séjour.

Données :

B= concentration des boues = 8.813g/l

V= volume du bassin d'aération = 1620 m³

A = âge des boues=4.15 jours

Soit P la quantité de boues produite durant le temps A. Elle est donnée par :

$$P = \frac{BV}{A}$$

$$P = \frac{8.813 \times 1620}{4.15} = 3440.25 \text{ Kg /j}$$

$$P = 3440.25 \text{ kg/j}$$

VII-3-3-2-2 Décanteur secondaire et bassin de chloration

Cet ouvrage est destiné à capter les flacons des boues activées issues de l'ouvrage de traitement (bassin d'aération) et à les restituer dans le circuit de traitement.

Le clarificateur se caractérise par des charges hydrauliques lentes (vitesse ascensionnelle limitée, recommandée inférieure à 1.0 m /h) [1] et par un retour rapide des boues décantées (faible temps de séjour).

On doit avoir une section du clarificateur $A \geq \frac{Qp}{1.0}$

$$A \geq \frac{93.09}{1.0} = 93.09 \text{ m}^2 \quad \text{on trouve } r = 5.443 \text{ m avec un clarificateur cylindrique}$$

On prendra un rayon $r = 6.0 \text{ m}$ une section du clarificateur $A = 113.09 \text{ m}^2$ et une hauteur de 2, 0m

➤ **Besoin en chlore**

Le procédé par boue activées permet de réduire le nombre d'Escschérichia Coli de 75% [13].

La chloration doit alors détruire 25 % des microorganismes, ce qui nécessite une dose de chlore de :

$$2 \times 25\% = 0.5 \text{ g/l}$$

Le besoin journalier en chlore sera alors :

$$0.5 \times 3322.16 = 1661.08 \text{ g/j} = 1.661 \text{ kg/j}$$

➤ **Circulation des boues**

On considère que 15% des boues sont recyclées du décanteur secondaire vers le bassin d'aération.

➤ **Digesteur des boues**

Le dimensionnement du digesteur se fait à partir des boues produites durant le traitement.

Le volume du digesteur est donné par :

$$V = [V_f - 2/3 (V_f - V_d)] \times t$$

V = volume du digesteur (m³)

V_f = volume de boues fraîches

V_d = volume de boues recyclées

t = temps de digestion (j)

La quantité de boues fraîches est donnée par le bassin d'aération :

$$V_f = \frac{P}{d} = \frac{3440.25}{1.05} = 3276.43 \text{ m}^3/\text{j}$$

Avec d = densité des boues, compris entre 0,5 et 1,6 avec une valeur moyenne de 1,05.

Le volume de boues recyclées

$$V_d = 15\% V_f$$

$$V_d = \frac{15 \times 3276.43}{100} = 491.46 \text{ m}^3/\text{j}$$

D'où le volume du digesteur est donné par :

$$V = [3276.43 - 2/3 * (3276.43 - 491.46)] * 4.15 = 5892.10 \text{ m}^3$$

Cette recirculation des boues sera assuré par une pompe de débit Q = 491.46 m³/j

$$Q = 0.0057 \text{ m}^3/\text{s}$$

VII-3-3-2-3 les lits de séchage

L'utilisation des lits de séchage pour traiter les boues en excès, consiste à répandre cette boue sur une couche de sable d'épaisseur 20 cm, elle-même placée sur une couche de gravier. Dans la couche de gravier est disposé un système de drainage.

Ce procédé peut être assimilé à une filtration gravitaire associée à l'évaporation.

Le volume utile de ces lits est déterminé en adoptant une épaisseur de 0.50 m de boue.

Calcul des dimensions du lit

On se fixe le nombre de lit et la largeur de chaque lit. Connaissant le volume total des boues par an et le nombre d'extractions, on détermine la longueur et la largeur du lit.

Nombre de lit = 4

Largeur de chaque lit = 10 m

Epaisseur du dépôt des boues = 50 cm

Nombre d'extraction de boues = 6

Volume de boues par an $V_b = 2784.97 \text{ m}^3$

$$\text{Surface requise } S_r = \frac{2784.97}{6 \times 0.5} = 928.32 \text{ m}^2$$

$$\text{Surface d'un lit} = \frac{928.32}{4} = 232.08 \text{ m}^2$$

$$\text{Longueur d'un lit} = \frac{232.08}{10} = 23.21 \text{ m}$$

VII-3-3-2-4 Tableaux récapitulatif de la station pour un nombre d'éq.hab. de 15 845

Ici nous faisons le récapitulatif de l'ensemble des caractéristiques de la station (Tableaux 15 et 16).

Paramètres	Bassin d'aération	Décanteur secondaire et bassin de chloration	Lits de séchage
Volume (m ³)	1620	678,58	
Hauteur (m)	4	2	
Rayon (m)	11.35	6	
Surface (m ²)	405	113,09	928,32
Longueur (m)			92,832
Largeur (m)			10

Tableau 15 : caractéristiques géométriques de la station

Paramètres	Valeurs
Lo (DBO5 brute en mg/l)	744,68
DBO5 résiduelle (mg/l)	2,65
Nombre éq.hab.	15845
Age des boues (jour)	4,15
Temps de séjour (heure)	6
Charge biologique Cb (KgDBO5/KgMSV (KgDBO5/KgMSV	0,338
Charge massique de l'effluent Cm (kgDBO5/kgMsSt.j)	0,14
Charge volumique de l'effluent (kg/m ³)	0.42
Concentration des boues (g/l)	8,813
MES journalières (Kg)	772.8
Demande en oxygène (kg)	679,49
Demande en chlore par jour (kg)	1,661
Quantité de boues produites par jour	3440,25

Tableau 16 : caractéristiques de la station

VII-4 Choix final

L'option traitement a été écarté car nécessitant de grandes surfaces (plus de 1440,11m² surface qui représente seulement la surface des bassins et celle des lits de séchages).

Les eaux collectées seront pompées à partir de la bêche de reprise vers les stations de pompages des Almadies sur une distance de 2080 m avant de subir à partir d'un regard de décharge un écoulement gravitaire sur une distance de 3371 m. La conduite gravitaire aura un diamètre de 250 mm qui est notre diamètre maximum.

VII-5 Etude de la conduite de refoulement

La conduite de refoulement est une conduite circulaire en fonte, de longueur 2080 m est en fonte de diamètre 200 mm. Elle est destinée à acheminer les eaux usées de la station de pompage vers un regard de décharge avant d'être acheminées aux stations des Almadies.

Chapitre VIII Evaluation financière

Nous ne pouvons pas terminer cette étude sans voir, sur le plan financier, ce que coûte le système proposé par chacune de ses deux variantes. Le critère coût est un critère de choix fondamental pour tous les projets de développement.

Les prix que nous avons considérés sont ceux pratiqués par les marchés en cours d'exécution notamment avec l'ONAS.

En général, les populations bénéficiaires sont invitées à contribuer à hauteur de 10% du coût global ce qui peut être, ici, le coût unitaire de branchement domiciliaire.

VIII-1 Première variante

Il s'agit de l'option avec la station à boues activées.

En ce qui concerne les dépenses d'investissement, le coût des installations peut se déterminer en fonction de la capacité de la station d'épuration, exprimée :

- ⇒ Soit en fonction du nombre d'équivalent-habitants ;
- ⇒ Soit par rapport au débit journalier des eaux usées entrant en m³/jour ;
- ⇒ Soit en fonction de la pollution entrante ou celle éliminée en kg de DBO5/jour ;

Dans cette étude, par rapport aux données dont nous disposons, nous considérerons le coût des installations en fonction du nombre d'équivalent-habitants qui est de **15845 éq.hab.**

En tenant compte de toutes les considérations, il existe une fourchette des coûts d'établissement des installations. Ainsi : « en 1994, le coût moyen d'une step biologique conventionnelle sur réseau séparatif, avec traitement préliminaires, secondaires et traitement des boues se situe à 55 000 CFA/éq.hab , les extrêmes étant de 33 000 jusqu'à 85 00 CFA/éq.hab. » [15]

Du fait qu'on a éliminé le traitement primaire à la step nous choisissons la valeur de 33 000 éq.hab.

- Coût d'investissement

Le coût d'investissement est de :

$$15845 \times 33\ 000 = 522\ 885\ 000 \text{ CFA}$$

- Coût d'entretien, d'exploitation et de gestion

Le coût annuel de fonctionnement d'une step biologique comprend :

- Les frais courants d'entretien,
- Les frais courants d'exploitation,

→ Les frais de renouvellement électro-mécanique.

On estime ces coûts à 8 % du coût d'investissement [15], on aura :

$$\frac{8 \times 522885000}{100} = 41830800 \text{ CFA.}$$

- Coût du réseau et ouvrages annexes

Ce coût est donné par le tableau suivant :

N° d'ordre	Désignation	Unité	Quantité	Prix Unitaire	Prix Total
I Tuyauterie et accessoires :					
I- 1	Fourniture et pose de conduite PVC de 110mm	ml	19093	2 630	50 214 590
I- 2	Fourniture et pose de conduite PVC de 125mm	ml	653	3 000	1 959 000
I- 3	Fourniture et pose de conduite PVC de 140mm	ml	344	4000	1 376 000
I- 4	Fourniture et pose de conduite PVC de 160mm	ml	667	4 300	2 868 100
	Fourniture et pose de conduite PVC de 200mm	ml	414	7 250	3 001 500
	Fourniture et pose de conduite PVC de 250mm	ml	484	10 670	5 164 280
Sous total I					64 583 470
II Terrassement :					
II- 1	Déblai en terrain de toute nature	m ³	19570	2 500	48 925 000
II- 2	Remblai contre ouvrage	m ³	17990	1 500	26 985 000
II- 3	Excavation des déblais excédentaires et transport vers une décharge publique	m ³	1580	2 000	3 160 000
II-4	Apport de sable de dune pour lit inférieur	m ³	1300	6 000	7 800 000
Sous total II					86 870 000
III Béton armé : (dosé à 350kg/m³)					
III- 1	Réservoir d'interception	m ³	40,051	125 000	5 006 375
Sous total III:					5 006 375
IV Béton de propreté : (dosé à 150kg/m³);					
IV- 1	Réservoir d'interception	m ³	8,692	40 000	347 680
Sous total IV:					347 680
V Equipement électrique :					
V- 1	Fourniture et pose d'une armoire de commande avec accessoires toute sujétion comprise	U	1	1 500 000	1 500 000
V- 2	Fourniture et pose d'un dispositif de commande automatique avec accessoires toute sujétion comprise	U	1	1 947 000	1 947 000
V- 3	Fourniture et pose d'un dispositif de sécurité (prise de terre)	U	1	47 200	47 200
V- 4	Fourniture d'un kit de maintenance pour armoire et dispositif de commande électrique	U	1	256 600	256 600
Sous total V :					3 750 800

VI Station de pompage :					
VI-1	Fourniture et pose d'un groupe électro pompe de Q = 80m ³ /h et Hmt = 63,5m y compris tuyau de refoulement, contre-bride, barre	U	2	6077000	12154000
VI-2	de guidage, support, toute sujétion comprise Fourniture d'un kit de maintenance de groupe électropompe de marque (Q =: Q = 80m ³ /h et Hmt = 63,5m).	U	1	8614000	8614000
Sous total VI:					20768000
VII Equipement de manutention :					
VII-1	Fourniture et pose d'un palan à chaîne force de 1000 kg complet toute sujétion comprise	U	1	236000	236000
VII-2	Fourniture et pose d'une chèvre support de palan	U	1	354000	354000
Sous total VII:					590000
VIII	Regards	U	400	99134	39653600
Sous total					39653600
IX Station de relèvement :		FF	1	90000	90000
Sous total IX					90000
TOTAL					221 569 925

D'où le coût total de la première variante est de :

$$221\ 569\ 925 + 522885000 + 41830800 = 786\ 285\ 725\ \text{CFA}$$

VIII-2 Deuxième variante

La deuxième est l'option de refoulement vers les stations de pompage des ALMADIES.

Nous optenons les tableaux suivants :

N° d'ordre	Désignation	Unité	Quantité	Prix Unitaire	Prix Total
I Tuyauterie et accessoires :					
I-1	Fourniture et pose de conduite PVC de 110mm	ml	19093	2 630	50 214 590
I-2	Fourniture et pose de conduite PVC de 125mm	ml	653	3 000	1 959 000
I-3	Fourniture et pose de conduite PVC de 140mm	ml	344	4000	1 376 000
I-4	Fourniture et pose de conduite PVC de 160mm	ml	667	4 300	2 868 100
	Fourniture et pose de conduite PVC de 200mm	ml	414	7 250	3 001 500
	Fourniture et pose de conduite PVC de 250mm	ml	484	10 670	5 164 280
Sous total I					64 583 470
II Terrassement :					
II-1	Déblai en terrain de toute nature		19570	2 500	48 925 000

		m ³			
II- 2	Remblai contre ouvrage	m ³	17990	1 500	26 985 000
II- 3	Excavation des déblais excédentaires et transport vers une décharge publique	m ³	1580	2 000	3 160 000
II-4	Apport de sable de dune pour lit inférieur	m ³	1300	6 000	7 800 000
Sous total II					86 870 000
III Béton armé : (dosé à 350kg/m³)					
III- 1	Réservoir d'interception	m ³	40,051	125 000	5 006 375
Sous total III:					5 006 375
IV Béton de propreté : (dosé à 150kg/m³);					
IV- 1	Réservoir d'interception	m ³	8,692	40 000	347 680
Sous total IV:					347 680
V Equipement électrique : U					
V- 1	Fourniture et pose d'une armoire de commande avec accessoires toute sujétion comprise	U	1	1 500 000	1 500 000
V- 2	Fourniture et pose d'un dispositif de commande automatique avec accessoires toute sujétion comprise	U	1	1 947 000	1 947 000
V- 3	Fourniture et pose d'un dispositif de sécurité (prise de terre)	U	1	47 200	47 200
V- 4	Fourniture d'un kit de maintenance pour armoire et dispositif de commande électrique	U	1	256 600	256 600
Sous total V :					3 750 800
VI Station de pompage :					
VI- 1	Fourniture et pose d'un groupe électro pompe de Q = 80m ³ /h et Hmt = 63,5m y compris tuyau de refoulement, contre-bride, barre	U	2	6 077 000	12 154 000
VI-2	de guidage, support, toute sujétion comprise Fourniture d'un kit de maintenance de groupe électropompe de marque (Q = 80m ³ /h et Hmt = 63,5m).	U	1	861 400	861 400
Sous total VI:					20 786 400
VII Equipement de manutention :					
VII-1	Fourniture et pose d'un palan à chaîne force de 1000 kg complet toute sujétion comprise	U	1	236 000	236 000
VII-2	Fourniture et pose d'une chèvre support de palan	U	1	354 000	354 000
Sous total VII:					590 000
VIII	Regards	U	400	99 134	396 536 000
Sous total					396 536 000
IX Station de relèvement :					
		FF	1	90 000	90 000
Sous total X					90 000
TOTAL					221 569 825
X Refoulement					
IX -1	Conduite fonte 200 mm	ml	2080	7 500	15 600 000
IX -2	Conduite PVC 250mm	ml	3371	10 670	35 968 570

IX -3	Regard de décharge	U	1	450000	450000
Sous total IX					52018570
TOTAL					273 588 495

D'où le coût de la deuxième variante est de : 273 588 495 CFA

CONCLUSION

Cette étude de l'assainissement semi-collectif de Ouakam est un choix judicieux dans la mesure où elle nous a permis d'explorer des horizons diversifiés de l'assainissement.

Les actions déjà menées dans le cadre du système autonome par le PAQPUD et celles projetées ultérieurement par l'Etat et les mairies de Dakar et Oukam pour la résolution définitive du problème d'assainissement nous ont incités à proposer, par anticipation, le système semi-collectif, une variante récemment introduite et qui, par la faiblesse des coûts d'investissement et d'entretien (pouvant aller jusqu'à la moitié des coûts de réseaux traditionnels) se présente comme une alternative valable pour les pays en voie de développement.

Nous ne prétendons pas avoir proposé une solution parfaite mais seulement un zoom pouvant inspirer les décideurs sur certains aspects que peut revêtir l'assainissement dans une agglomération d'origine traditionnelle, banlieue de la capitale Dakaroise telle que Ouakam.

Le réseau gravitaire à faible diamètre présente l'avantage de s'adapter au type d'habitat en vigueur actuellement à Ouakam bien qu'une restructuration soit en cours d'être exécutée par la mairie de Dakar.

En ce qui concerne l'évacuation et le traitement des eaux collectées, le choix des systèmes d'épuration nécessitant de grandes surfaces a été exclu du fait de manque d'espace. Même une station à boue activée nécessitant une superficie de plus de 1440.11m^2 a été délaissée en faveur du rejet sur le réseau existant là où les techniciens de l'ONAS nous ont assuré de la disponibilité d'équipements pouvant traiter le surplus d'eaux usées collecté.

Cette solution nous paraît moins coûteuse et plus réaliste.

Notre défi était de réaliser une étude qui colle le plus possible à la réalité tant du point de vue physique (données topographiques récentes), économique (enquête sur la volonté à payer des populations, options en faveur des solutions économiques) que sociologique (pratiques sociales influant sur le comportement des populations vis à vis des ouvrages).

Sur cela nous estimons nécessaire de formuler des recommandations pour une gestion durable des ouvrages (voir recommandations).

RECOMMANDATIONS

Pour un fonctionnement durable et une meilleure rentabilité des ouvrages nous nous permettons de formuler les recommandations suivantes:

Approfondissement de l'étude : nous recommandons une étude détaillée des stations de relèvement notamment leur alimentation électrique à partir du réseau de la SENELEC et l'utilisation des groupes électrogènes de secours.

Aux populations bénéficiaires : de s'organiser en comité de gestion comme c'est le cas avec l'expérience de Gouye Sor en vue de développer quelques comportements positifs à l'égard des fosses d'interception dans les concessions (niveau au-delà duquel il faut réduire les boues pour augmenter l'efficacité du prétraitement), et des installations extérieures (attitude de préservation)

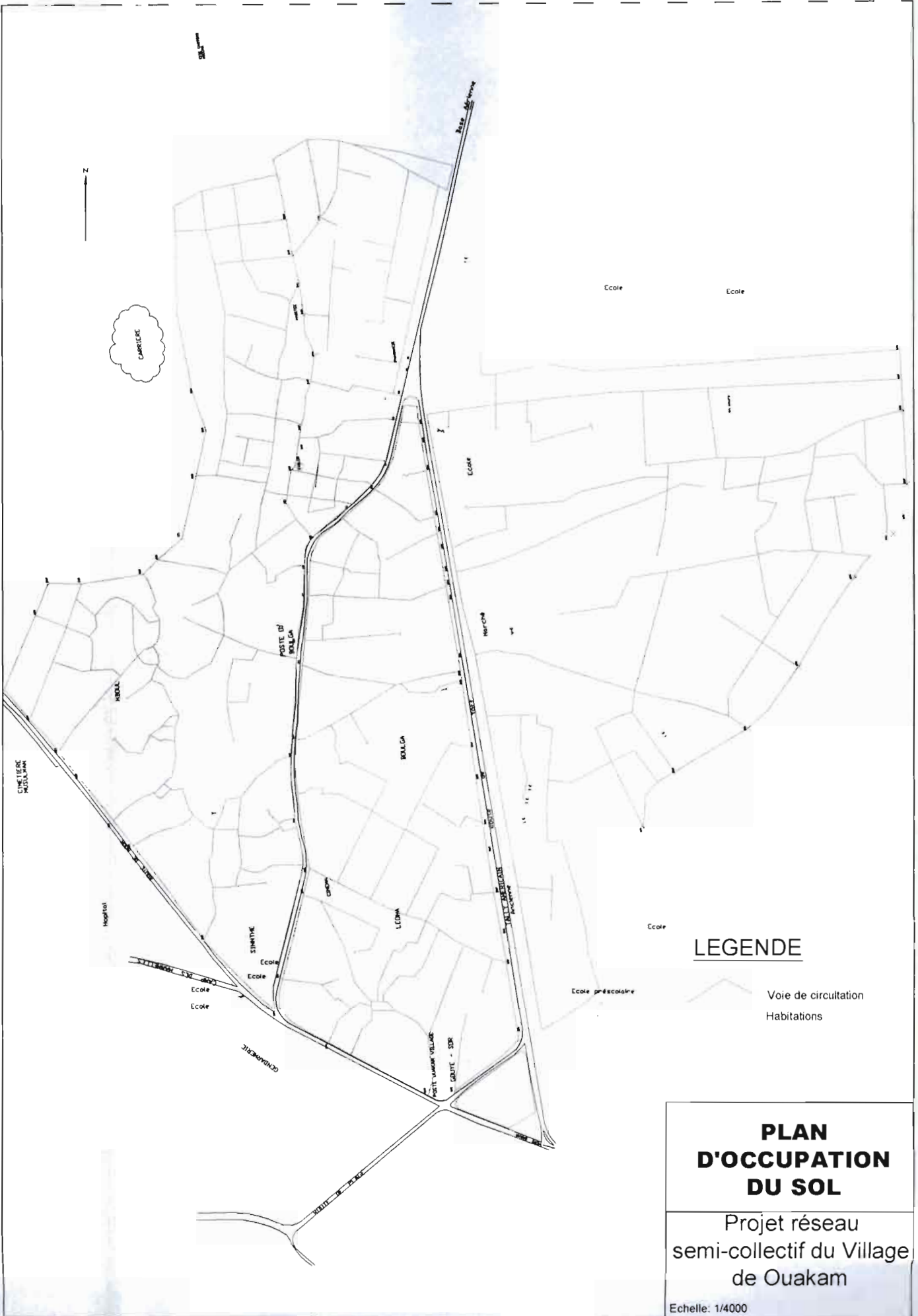
A la Mairie de Ouakam : où un poste de responsable chargé de l'assainissement est déjà créé, de le doter moyens de travail afin qu'il puisse assurer convenablement un suivi régulier des activités du comité de gestion,

A l'ONAS, chargé d'intégrer les ouvrages et installations dans son patrimoine: de désigner spécialement un technicien pour le suivi de tout le dispositif mis en place.

A l'Etat sénégalais d'étudier les voies et moyens de transférer aux communes, non pas encore la compétence, mais la mission d'entretenir des ouvrages d'assainissement des eaux. Cela leur permettrait, à l'instar de Ouakam avec l'expérience de Gouye Sor, de créer une cellule chargée de l'assainissement et des comités de gestion composés des populations bénéficiaires dans chaque quartier pour réaliser un assainissement responsable.

ANNEXES

Annexe1 : Plan d'occupation du sol



LEGENDE

- Voie de circulation
- Habitations

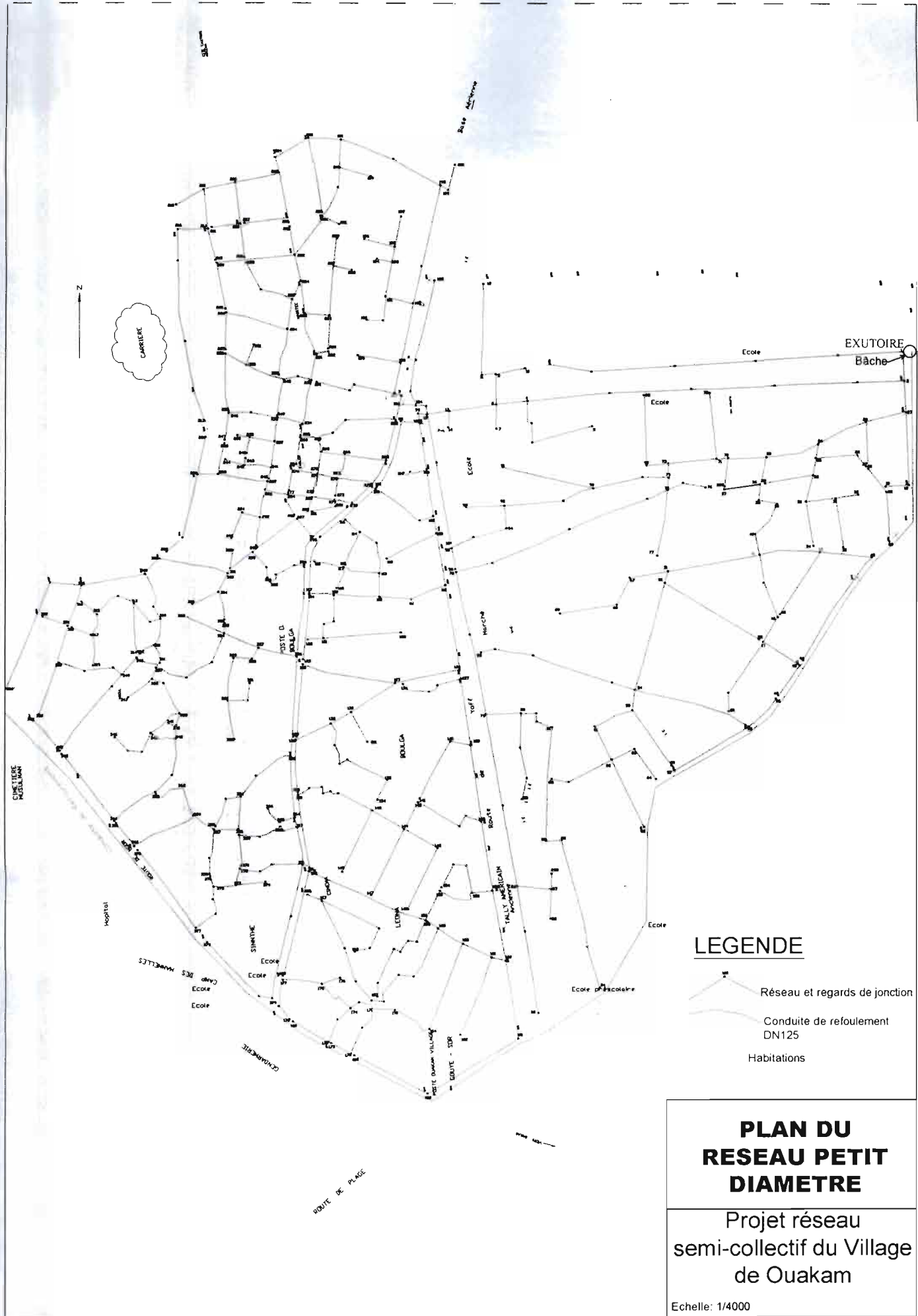
**PLAN
D'OCCUPATION
DU SOL**

Projet réseau
semi-collectif du Village
de Ouakam

Echelle: 1/4000

Annexe 2 : Plan topographique

Annexe 3 : Plan du réseau



CARRIÈRE

EXUTOIRE
Bâche

Cimetière




Hôpital

Camp
des
Mankells

CARRIÈRE

ROUTE DE PLAGE

LEGENDE

-  Réseau et regards de jonction
-  Conduite de refoulement DN125
-  Habitations

PLAN DU RESEAU PETIT DIAMETRE

Projet réseau semi-collectif du Village de Ouakam

Echelle: 1/4000

Annexe 4 : Tableaux de dimensionnement

ANNEXE 4 : Tableau de dimensionnement

Tronçons	Longueur Tronçon (m)	nombres de ménages	Débit domestique (L/s)	Facteur Pointe max	Débit domestique max (L/s)	Débit Parasite(Infiltration) (L/s)	Débit sanitaire max (L/s)	Côte TN amont (m)	Côte Radier amont (m)	Côte TN aval (m)	Côte Radier aval (m)	Pente s (m/m)	profondeurs
002-001	429,95	48	0,259	4,00	1,035	0,052	1,086	27,25	26,25	24,30	22,97	0,00763	1,34
003-001	35,92	1884	10,248	3,47	35,586	1,779	37,365	29,09	23,05	24,30	22,97	0,00225	1,34
017-003	37,18	590	3,239	4,00	12,957	0,648	13,605	25,90	23,79	25,75	22,99	0,02149	2,78
020-017	50,64	584	3,177	4,00	12,709	0,635	13,345	25,99	24,00	25,90	23,79	0,00407	2,11
019-017	117,50	5	0,219	4,00	0,877	0,044	0,921	24,02	23,02	25,49	22,74	0,00236	2,75
023-020	155,11	10	0,052	4,00	0,209	0,010	0,219	24,87	23,87	24,95	20,95	0,01881	4,00
024-020	64,15	572	3,111	4,00	12,443	0,622	13,065	25,96	21,96	24,95	20,95	0,01574	4,00
025-024	17,46	32	0,172	4,00	0,688	0,034	0,722	25,54	24,22	25,96	21,96	0,12957	4,00
027-025	71,33	7	0,038	4,00	0,152	0,008	0,159	25,51	24,51	25,54	24,22	0,00407	1,32
028-025	21,74	25	0,134	4,00	0,536	0,027	0,563	26,60	23,78	27,45	23,65	0,00580	3,80
029-028	64,92	3	0,015	4,00	0,061	0,003	0,064	25,85	24,85	25,86	24,50	0,00539	1,36
030-028	37,01	20	0,109	4,00	0,437	0,022	0,459	26,16	23,85	26,60	23,78	0,00182	2,83
031-030	39,34	14	0,074	4,00	0,296	0,015	0,311	26,02	24,03	26,16	23,85	0,00455	2,31
032-031	27,62	5	0,028	4,00	0,111	0,006	0,116	26,18	25,18	26,09	24,94	0,00847	1,15
033-031	60,66	7	0,038	4,00	0,153	0,008	0,161	25,26	24,26	26,02	24,03	0,00394	1,99
034-030	52,43	4	0,023	4,00	0,090	0,005	0,095	26,09	25,09	26,75	24,64	0,00862	2,11
035-024	66,96	535	2,909	4,00	11,635	0,582	12,217	25,64	22,45	25,96	21,96	0,00732	4,00
036-035	35,97	259	1,409	4,00	5,636	0,282	5,918	25,35	23,20	25,64	22,45	0,02085	3,19
037-036	32,01	4	0,019	4,00	0,078	0,004	0,082	25,86	24,86	25,35	23,20	0,05180	2,15
041-036	111,74	254	1,382	4,00	5,528	0,276	5,805	26,35	24,35	25,35	23,20	0,01029	2,15
042-041	78,32	26	0,142	4,00	0,567	0,028	0,595	29,91	24,81	26,35	24,35	0,00582	2,00
044-042	220,35	11	0,060	4,00	0,239	0,012	0,251	29,91	28,91	26,86	25,30	0,01638	1,56
045-042	92,05	9	0,047	4,00	0,188	0,009	0,198	27,08	26,08	25,35	22,50	0,03890	2,85

Tronçons	Longueur Tronçon (m)	nombres de ménages	Débit domestique (L/s)	Facteur Pointe max	Débit domestique max (L/s)	Débit Parasite(Infiltration) (L/s)	Débit sanitaire max (L/s)	Côte TN amont (m)	Côte Radler amont (m)	Côte TN avale (m)	Côte Radler avale (m)	Pente s (m/m)	profondeurs
047-041	117,84	27	0,145	4,00	0,582	0,029	0,611	28,58	25,15	26,35	24,35	0,00681	2,00
049-047	99,19	3	0,015	4,00	0,059	0,003	0,062	28,73	27,73	31,19	27,20	0,00542	3,99
050-047	100,00	15	0,084	4,00	0,337	0,017	0,354	26,31	25,31	28,58	25,15	0,00153	3,43
051-041	113,26	189	1,031	4,00	4,122	0,206	4,328	27,22	24,75	26,35	24,35	0,00353	2,00
069-051	153,43	32	0,176	4,00	0,702	0,035	0,737	26,27	25,27	27,45	24,75	0,00342	2,70
052-051	14,41	142	0,773	4,00	3,094	0,155	3,249	26,64	23,10	27,22	22,92	0,01221	4,30
053-052	134,16	14	0,077	4,00	0,308	0,015	0,323	28,69	27,69	26,64	24,22	0,02586	2,42
054-052	135,59	128	0,697	4,00	2,786	0,139	2,926	26,21	23,71	26,64	23,10	0,00452	3,54
055-054	136,00	18	0,098	4,00	0,393	0,020	0,413	29,39	27,03	30,16	26,68	0,00261	3,48
056-055	49,07	3	0,017	4,00	0,070	0,003	0,073	31,20	30,20	29,78	28,73	0,02990	1,05
057-055	106,93	4	0,023	4,00	0,094	0,005	0,098	28,97	27,97	29,39	27,03	0,00873	2,36
058-054	199,74	40	0,220	4,00	0,881	0,044	0,925	28,37	27,37	28,79	26,79	0,00291	2,00
059-054	27,35	45	0,242	4,00	0,968	0,048	1,017	26,26	24,06	26,21	23,71	0,01280	2,50
060-059	82,35	10	0,055	4,00	0,222	0,011	0,233	28,87	27,87	30,10	27,60	0,00318	2,50
062-059	96,21	32	0,176	4,00	0,705	0,035	0,740	26,00	24,46	26,26	24,06	0,00412	2,20
064-062	78,68	6	0,032	4,00	0,128	0,006	0,134	29,14	28,14	30,06	27,87	0,00341	2,18
065-062	88,97	11	0,058	4,00	0,232	0,012	0,244	29,14	28,14	31,26	27,92	0,00255	3,34
066-062	78,43	6	0,033	4,00	0,132	0,007	0,138	25,62	24,62	26,00	24,46	0,00216	1,54
070-035	46,36	265	1,442	4,00	5,770	0,288	6,058	25,80	24,80	26,44	24,59	0,00453	1,85
297-070	38,91	2	0,011	4,00	0,045	0,002	0,047	26,00	25,00	25,80	24,80	0,00514	1,00
071-070	14,02	258	1,402	4,00	5,607	0,280	5,888	26,33	24,87	25,80	24,80	0,00478	1,00
072-071	80,41	10	0,057	4,00	0,228	0,011	0,239	26,03	25,03	25,84	24,42	0,00757	1,42
073-071	58,64	247	1,345	4,00	5,380	0,269	5,649	27,96	25,80	26,33	24,87	0,01589	1,46
098-073	115,13	22	0,119	4,00	0,476	0,024	0,500	26,45	25,45	26,03	24,15	0,01135	1,88

Tronçons	Longueur Tronçon (m)	nombre de ménages	Débit domestique (L/s)	Facteur Pointe max	Débit domestique max (L/s)	Débit Parasite(Infiltration) (L/s)	Débit sanitaire max (L/s)	Côte TN amont (m)	Côte Radier amont (m)	Côte TN avale (m)	Côte Radier avale (m)	Pente s (m/m)	profondeurs
074-073	58,32	222	1,207	4,00	4,827	0,241	5,069	28,22	26,00	27,98	25,80	0,00343	2,18
075-074	17,12	181	0,983	4,00	3,932	0,197	4,128	28,50	26,70	28,22	26,00	0,04100	2,22
076-075	48,59	3	0,016	4,00	0,065	0,003	0,068	27,85	26,85	28,50	26,70	0,00300	1,80
077-075	80,87	13	0,069	4,00	0,276	0,014	0,290	26,03	25,03	26,24	24,47	0,00695	1,77
079-075	312,96	165	1,485	4,00	5,941	0,297	6,238	29,32	27,68	28,50	26,70	0,00313	1,80
080-079	41,78	74	0,401	4,00	1,604	0,080	1,684	28,45	26,67	28,37	26,39	0,00680	1,98
084-080	391,29	64	0,803	4,00	3,214	0,161	3,375	31,99	30,99	28,45	26,67	0,01104	1,78
085-080	105,83	6	0,032	4,00	0,128	0,006	0,135	29,27	28,27	28,45	27,14	0,01063	1,31
086-079	37,45	34	0,184	4,00	0,738	0,037	0,774	28,83	27,83	29,32	27,68	0,00397	1,64
087-086	42,74	7	0,039	4,00	0,154	0,008	0,162	30,67	29,27	29,90	28,49	0,01832	1,41
088-087	36,43	1	0,008	4,00	0,032	0,002	0,034	30,95	29,95	30,67	29,27	0,01869	1,40
293-087	18,71	2	0,011	4,00	0,045	0,002	0,047	31,00	30,00	30,67	29,27	0,03912	1,40
089-086	156,03	15	0,084	4,00	0,335	0,017	0,352	31,25	30,25	28,83	27,83	0,01550	1,00
090-074	102,68	41	0,224	4,00	0,896	0,045	0,940	26,48	24,83	25,99	24,18	0,00632	1,81
091-090	112,53	13	0,071	4,00	0,285	0,014	0,299	26,55	25,55	27,50	25,03	0,00461	2,47
092-090	104,76	21	0,113	4,00	0,452	0,023	0,475	27,42	25,50	26,48	24,83	0,00636	1,65
093-092	46,48	4	0,024	4,00	0,095	0,005	0,100	27,43	26,43	27,81	26,09	0,00727	1,72
096-092	122,23	8	0,042	4,00	0,170	0,008	0,178	28,19	27,19	27,42	25,50	0,01384	1,92
004-003	409,39	1293	7,438	3,64	27,106	1,355	27,35	24,70	25,91	24,05	23,05	0,00698	1,00
005-004	128,17	18	0,096	4,00	0,384	0,019	0,403	26,17	25,17	27,35	24,70	0,00367	2,65
006-004	38,23	1228	6,681	3,70	24,743	1,237	25,981	27,23	26,12	27,35	24,70	0,03723	2,65
007-006	29,56	2	0,010	4,00	0,040	0,002	0,042	27,64	26,64	27,60	26,50	0,00477	1,10
009-008	43,57	2	0,013	4,00	0,050	0,003	0,053	27,75	26,75	27,63	26,30	0,01024	1,33
010-008	36,48	16	0,090	4,00	0,359	0,018	0,377	27,41	26,41	27,63	26,30	0,00302	1,33

Tronçons	Longueur Tronçon (m)	nombre de ménages	Débit domestique (L/s)	Facteur Pointe max	Débit domestique max (L/s)	Débit Parasite(Infiltration) (L/s)	Débit sanitaire max (L/s)	Côte TN amont (m)	Côte Radier amont (m)	Côte TN avale (m)	Côte Radier avale (m)	Pente s (m/m)	profondeurs
008-006	36,32	21	0,116	4,00	0,463	0,023	0,486	27,76	26,76	27,60	26,50	0,00716	1,10
013-006	57,30	1204	6,551	3,71	24,334	1,217	25,551	28,16	26,46	27,23	26,12	0,00590	1,11
014-013	19,24	2	0,011	4,00	0,042	0,002	0,045	27,52	26,52	28,16	26,46	0,00301	1,70
015-013	26,84	1199	6,523	3,72	24,246	1,212	25,458	28,18	26,59	28,16	26,46	0,00481	1,70
016-015	159,05	22	0,118	4,00	0,472	0,024	0,495	28,10	27,10	28,18	26,59	0,00318	1,59
100-015	21,78	455	2,478	4,00	9,911	0,496	10,406	27,84	25,14	27,69	24,99	0,00680	2,70
102-100	110,51	4	0,022	4,00	0,087	0,004	0,092	28,49	27,50	27,63	25,90	0,01450	1,73
103-100	57,61	451	2,455	4,00	9,819	0,491	10,310	27,95	25,35	27,84	25,14	0,00371	2,70
104-103	27,25	2	0,009	4,00	0,036	0,002	0,037	27,96	26,96	28,02	26,71	0,00936	1,31
105-103	57,27	448	2,436	4,00	9,743	0,487	10,230	28,11	25,71	27,95	25,35	0,00634	2,60
107-105	246,17	12	0,063	4,00	0,250	0,013	0,263	29,99	28,99	28,11	26,90	0,00849	1,21
108-105	21,33	433	2,354	4,00	9,418	0,471	9,889	28,07	25,82	28,11	25,71	0,00511	2,40
109-108	67,95	6	0,035	4,00	0,139	0,007	0,146	28,80	27,80	28,07	26,76	0,01519	1,31
110-108	63,89	425	2,313	4,00	9,251	0,463	9,713	28,16	26,09	28,07	25,82	0,00421	2,25
112-110	84,62	53	0,287	4,00	1,149	0,057	1,206	29,09	27,62	28,16	26,80	0,00969	1,36
116-114	24,23	1	0,006	4,00	0,025	0,001	0,027	29,09	28,09	28,98	27,94	0,00611	1,04
115-114	42,04	3	0,017	4,00	0,067	0,003	0,070	29,33	28,33	29,03	27,84	0,01180	1,19
114-113	61,31	10	0,054	4,00	0,216	0,011	0,227	28,98	27,94	28,96	27,57	0,00597	1,39
118-117	37,33	1	0,008	4,00	0,031	0,002	0,033	29,57	28,57	29,34	28,17	0,01074	1,17
119-117	27,84	2	0,008	4,00	0,033	0,002	0,035	29,67	28,67	29,34	28,31	0,01311	1,04
117-113	47,64	5	0,029	4,00	0,117	0,006	0,123	29,34	28,17	28,96	27,78	0,00812	1,18
113-112	28,57	17	0,092	4,00	0,367	0,018	0,385	28,96	27,78	29,10	27,57	0,00756	1,53
120-112	53,09	27	0,146	4,00	0,585	0,029	0,614	29,66	28,14	29,09	27,62	0,00974	1,47
122-121	18,09	1	0,005	4,00	0,020	0,001	0,021	30,10	29,10	29,76	28,70	0,02194	1,06

Tronçons	Longueur Tronçon (m)	nombres de ménages	Débit domestique (L/s)	Facteur Pointe max	Débit domestique max (L/s)	Débit Parasite(Infiltration) (L/s)	Débit sanitaire max (L/s)	Côte TN amont (m)	Côte Radier amont (m)	Côte TN avale (m)	Côte Radier avale (m)	Pente s (m/m)	profondeurs
123-121	94,04	16	0,085	4,00	0,340	0,017	0,357	29,00	28,00	29,76	27,90	0,00106	1,86
121-120	63,05	20	0,110	4,00	0,439	0,022	0,461	29,76	28,70	29,67	28,07	0,00996	1,60
125-120	114,84	2	0,008	4,00	0,034	0,002	0,035	30,26	29,26	29,66	28,14	0,00977	1,52
126-110	104,07	369	2,008	4,00	8,025	0,401	8,426	28,26	26,44	28,16	26,09	0,00331	2,07
129-127	205,15	15	0,080	4,00	0,320	0,016	0,336	30,72	29,72	28,62	26,84	0,01405	1,78
131-130	41,61	4	0,022	4,00	0,089	0,004	0,093	29,43	28,43	29,28	28,03	0,00968	1,25
134-132	141,08	18	0,098	4,00	0,390	0,020	0,410	30,36	29,36	29,48	27,79	0,01114	1,69
136-132	109,94	6	0,032	4,00	0,129	0,006	0,136	31,17	30,17	29,40	27,97	0,02003	1,43
132-130	28,54	26	0,144	4,00	0,576	0,029	0,605	29,48	27,79	29,31	27,55	0,00855	1,76
130-127	64,93	45	0,245	4,00	0,978	0,049	1,027	29,31	27,55	28,83	27,00	0,00842	1,83
127-126	79,00	66	0,358	4,00	1,431	0,072	1,502	28,83	27,00	28,35	26,51	0,00618	1,84
137-126	10,39	292	1,588	4,00	6,351	0,318	6,668	28,24	26,54	28,26	26,44	0,01039	1,82
138-137	77,45	7	0,036	4,00	0,143	0,007	0,150	28,57	27,57	28,24	27,08	0,00634	1,16
139-137	82,97	285	1,552	4,00	6,208	0,310	6,518	28,35	26,82	28,24	26,54	0,00329	1,70
141-139	103,10	18	0,100	4,00	0,401	0,020	0,422	29,50	28,50	28,35	26,76	0,01693	1,59
142-139	92,31	264	1,435	4,00	5,738	0,287	6,025	28,55	27,20	28,35	26,82	0,00413	1,53
144-142	127,09	56	0,305	4,00	1,222	0,061	1,283	29,82	28,22	28,55	27,20	0,00806	1,35
146-144	128,84	12	0,066	4,00	0,262	0,013	0,275	30,58	29,58	29,82	28,22	0,01056	1,60
147-144	90,38	9	0,050	4,00	0,199	0,010	0,209	31,00	30,00	29,82	28,22	0,01968	1,60
148-144	45,45	27	0,145	4,00	0,581	0,029	0,610	30,37	28,74	29,83	28,33	0,00900	1,50
149-148	83,58	13	0,068	4,00	0,272	0,014	0,286	31,59	30,59	30,37	28,95	0,01960	1,42
151-148	197,80	12	0,063	4,00	0,253	0,013	0,265	32,21	31,21	30,37	28,74	0,01247	1,63
152-142	86,02	203	1,105	4,00	4,418	0,221	4,639	29,37	27,76	28,55	27,20	0,00653	1,35
153-152	25,00	35	0,189	4,00	0,757	0,038	0,794	29,37	28,16	29,12	27,88	0,01132	1,24

Tronçons	Longueur Tronçon (m)	nombres de ménages	Débit domestique (L/s)	Facteur Pointe max	Débit domestique max (L/s)	Débit Parasite(Infiltration) (L/s)	Débit sanitaire max (L/s)	Côte TN amont (m)	Côte Radier amont (m)	Côte TN avale (m)	Côte Radier avale (m)	Pente s (m/m)	profondeurs
154-153	81,09	6	0,030	4,00	0,121	0,006	0,127	29,87	28,87	29,55	27,99	0,01088	1,58
156-153	91,04	29	0,155	4,00	0,621	0,031	0,652	30,47	29,21	29,37	28,16	0,01147	1,21
157-156	125,95	8	0,045	4,00	0,179	0,009	0,188	30,75	29,75	30,26	28,16	0,01267	2,10
159-156	283,96	14	0,079	4,00	0,315	0,016	0,331	33,47	32,47	30,47	29,21	0,01149	1,26
160-152	86,33	165	0,896	4,00	3,586	0,179	3,765	30,24	28,81	29,37	27,76	0,01219	1,61
161-160	17,58	101	0,552	4,00	2,206	0,110	2,317	29,16	28,16	30,08	28,11	0,00301	1,97
162-161	100,72	11	0,059	4,00	0,236	0,012	0,248	29,47	28,47	29,16	28,16	0,00301	1,00
163-161	37,98	90	0,487	4,00	1,948	0,097	2,045	30,19	28,39	29,16	28,16	0,00606	1,00
171-163	191,14	55	0,297	4,00	1,187	0,059	1,247	30,56	29,13	30,19	28,39	0,00387	1,80
173-171	88,96	6	0,030	4,00	0,122	0,006	0,128	30,99	29,99	32,69	29,69	0,00337	3,00
174-171	32,49	27	0,146	4,00	0,585	0,029	0,614	31,11	29,63	30,56	29,13	0,01536	1,43
175-174	51,05	21	0,112	4,00	0,449	0,022	0,471	31,95	30,59	31,11	29,63	0,01885	1,48
176-175	23,48	2	0,010	4,00	0,039	0,002	0,041	31,00	30,00	30,56	29,13	0,03698	1,43
178-175	105,07	15	0,083	4,00	0,334	0,017	0,351	33,85	32,85	31,95	30,59	0,02149	1,36
180-174	101,70	5	0,027	4,00	0,108	0,005	0,113	33,75	32,75	31,11	29,63	0,03067	1,48
165-163	35,91	32	0,172	4,00	0,688	0,034	0,722	30,38	29,38	30,19	28,39	0,02734	1,80
167-165	272,19	29	0,156	4,00	0,623	0,031	0,654	31,25	30,25	30,38	29,38	0,00321	1,00
168-167	19,26	1	0,006	4,00	0,025	0,001	0,027	31,31	30,31	31,25	30,25	0,00301	1,00
169-167	123,26	8	0,045	4,00	0,180	0,009	0,189	31,62	30,62	31,25	30,25	0,00300	1,00
183-160	326,17	60	0,325	4,00	1,302	0,065	1,367	32,68	31,68	30,08	28,11	0,01096	1,97
184-015	22,73	720	3,916	4,00	15,662	0,783	16,445	26,06	25,06	27,69	24,99	0,00304	2,70
185-184	156,40	15	0,080	4,00	0,319	0,016	0,335	27,50	26,50	26,06	22,76	0,02394	3,30
186-184	19,49	705	3,836	4,00	15,343	0,767	16,110	27,49	22,89	26,06	22,76	0,00703	3,30
187-186	21,47	268	1,460	4,00	5,840	0,292	6,132	24,99	23,89	27,49	23,80	0,00405	3,69

Tronçons	Longueur Tronçon (m)	nombres de ménages	Débit domestique (L/s)	Facteur Pointe max	Débit domestique max (L/s)	Débit Parasite(Infiltration) (L/s)	Débit sanitaire max (L/s)	Côte TN amont (m)	Côte Radier amont (m)	Côte TN avale (m)	Côte Radier avale (m)	Pente s (m/m)	profondeurs
261-187	100,36	12	0,065	4,00	0,261	0,013	0,274	28,50	27,50	24,99	23,89	0,03600	1,10
188-187	37,78	256	1,393	4,00	5,571	0,279	5,849	27,60	26,29	24,99	23,89	0,06358	1,10
189-188	52,59	6	0,030	4,00	0,121	0,006	0,128	27,76	26,76	27,60	26,29	0,00886	1,31
190-188	73,42	249	1,357	4,00	5,427	0,271	5,698	27,30	24,59	27,60	24,00	0,00806	3,60
191-190	33,95	23	0,124	4,00	0,497	0,025	0,521	27,41	25,63	27,30	25,52	0,00333	1,78
192-191	52,24	5	0,025	4,00	0,101	0,005	0,106	27,75	26,75	27,41	26,14	0,01164	1,27
193-191	43,09	16	0,089	4,00	0,356	0,018	0,373	27,27	25,79	27,41	25,63	0,00367	1,78
194-193	17,70	1	0,007	4,00	0,029	0,001	0,030	27,28	26,28	27,27	26,07	0,01198	1,20
195-193	18,19	11	0,059	4,00	0,235	0,012	0,247	27,17	25,85	27,27	25,79	0,00297	1,48
196-195	38,21	4	0,022	4,00	0,087	0,004	0,092	27,14	26,14	27,17	25,76	0,01005	1,41
197-195	40,22	6	0,031	4,00	0,123	0,006	0,129	26,95	25,95	27,17	25,85	0,00249	1,32
198-190	147,74	225	1,222	4,00	4,887	0,244	5,131	26,72	25,14	27,30	24,59	0,00373	2,71
200-198	42,36	1	0,006	4,00	0,025	0,001	0,026	26,27	25,27	26,72	25,14	0,00302	1,58
201-198	132,94	218	1,184	4,00	4,736	0,237	4,972	26,57	25,57	26,72	25,14	0,00324	1,58
202-201	39,60	60	0,327	4,00	1,309	0,065	1,374	26,69	25,69	26,57	25,57	0,00301	1,00
203-202	90,76	8	0,044	4,00	0,178	0,009	0,187	26,57	25,97	26,69	25,69	0,00301	1,00
205-202	65,60	51	0,277	4,00	1,108	0,055	1,164	27,25	26,25	26,69	25,69	0,00851	1,00
207-205	107,95	10	0,055	4,00	0,220	0,011	0,231	28,25	27,25	27,25	26,25	0,00926	1,00
208-205	55,06	39	0,214	4,00	0,858	0,043	0,901	27,74	26,31	27,19	25,42	0,01622	1,77
209-208	50,64	9	0,049	4,00	0,197	0,010	0,207	28,31	27,31	27,73	26,51	0,01582	1,22
210-209	40,93	3	0,014	4,00	0,055	0,003	0,058	28,68	27,68	28,31	27,12	0,01356	1,19
211-209	34,81	2	0,011	4,00	0,044	0,002	0,046	28,75	27,75	28,31	27,12	0,01807	1,19
212-208	39,43	27	0,145	4,00	0,581	0,029	0,610	28,22	26,80	27,74	26,31	0,01245	1,43
213-212	38,53	3	0,017	4,00	0,068	0,003	0,071	28,50	27,50	28,22	26,80	0,01820	1,42

Tronçons	Longueur Tronçon (m)	nombres de ménages	Débit domestique (L/s)	Facteur Pointe max	Débit domestique max (L/s)	Débit Parasite(Infiltration) (L/s)	Débit sanitaire max (L/s)	Côte TN amont (m)	Côte Radier amont (m)	Côte TN avale (m)	Côte Radier avale (m)	Pente s (m/m)	profondeurs
214-212	48,41	21	0,115	4,00	0,460	0,023	0,483	28,85	27,40	28,22	26,80	0,01244	1,42
215-214	39,81	3	0,018	4,00	0,073	0,004	0,077	29,33	28,33	28,65	27,50	0,02082	1,15
217-214	272,30	15	0,084	4,00	0,335	0,017	0,352	28,75	27,75	28,65	27,00	0,00276	1,65
218-201	34,03	143	0,777	4,00	3,110	0,155	3,265	26,72	25,70	26,57	25,54	0,00467	1,04
219-218	40,20	4	0,022	4,00	0,088	0,004	0,092	27,25	26,25	26,72	25,70	0,01380	1,02
220-218	64,03	137	0,745	4,00	2,981	0,149	3,130	27,02	26,07	26,72	25,70	0,00579	1,02
221-220	23,32	5	0,025	4,00	0,100	0,005	0,105	27,08	26,08	27,02	26,02	0,00270	1,00
222-220	57,32	126	0,686	4,00	2,746	0,137	2,883	27,46	26,44	27,02	26,02	0,00734	1,00
223-222	34,98	2	0,011	4,00	0,042	0,002	0,044	27,61	26,61	27,46	26,00	0,01764	1,46
224-222	32,74	110	0,598	4,00	2,393	0,120	2,513	27,76	26,70	27,46	26,44	0,00797	1,02
225-224	38,98	77	0,420	4,00	1,679	0,084	1,763	28,36	26,83	27,69	26,17	0,01680	1,52
226-225	30,26	24	0,132	4,00	0,526	0,026	0,552	27,92	26,92	28,36	26,83	0,00304	1,53
227-226	60,19	16	0,087	4,00	0,347	0,017	0,364	27,50	26,50	27,92	25,99	0,00847	1,93
228-227	23,17	1	0,008	4,00	0,032	0,002	0,034	27,50	26,50	27,50	26,00	0,02163	1,50
229-227	33,54	5	0,029	4,00	0,115	0,006	0,121	27,25	26,25	27,50	26,00	0,00748	1,50
230-226	40,42	6	0,033	4,00	0,133	0,007	0,140	28,25	27,25	27,92	26,92	0,00817	1,00
231-225	53,06	51	0,275	4,00	1,101	0,055	1,156	28,62	27,39	28,36	26,83	0,01065	1,53
232-231	15,19	2	0,010	4,00	0,042	0,002	0,044	28,35	27,50	28,62	27,39	0,00704	1,23
233-231	32,62	46	0,252	4,00	1,008	0,050	1,059	28,73	27,73	28,62	27,39	0,01045	1,23
234-233	53,83	26	0,143	4,00	0,572	0,029	0,600	29,00	26,80	28,73	26,01	0,01466	2,72
235-234	14,09	1	0,008	4,00	0,031	0,002	0,032	29,32	28,32	29,00	27,99	0,02314	1,01
236-234	28,01	21	0,116	4,00	0,464	0,023	0,487	29,14	27,03	29,00	26,80	0,00803	2,20
237-236	29,20	12	0,066	4,00	0,265	0,013	0,279	30,38	28,27	29,40	27,75	0,01812	1,65
238-237	30,68	4	0,024	4,00	0,097	0,005	0,102	31,52	30,50	30,38	29,31	0,03882	1,07

Tronçons	Longueur Tronçon (m)	nombres de ménages	Débit domestique (L/s)	Facteur Pointe max	Débit domestique max (L/s)	Débit Parasite(Infiltration) (L/s)	Débit sanitaire max (L/s)	Côte TN amont (m)	Côte Radier amont (m)	Côte TN avale (m)	Côte Radier avale (m)	Pente s (m/m)	profondeurs
239-238	14,55	1	0,007	4,00	0,027	0,001	0,028	32,07	31,07	31,52	30,50	0,03855	1,02
240-238	18,83	1	0,007	4,00	0,029	0,001	0,030	31,76	30,76	31,52	30,32	0,02315	1,20
241-237	32,40	5	0,029	4,00	0,117	0,006	0,123	30,72	29,01	30,38	28,27	0,02269	2,11
244-241	57,42	2	0,012	4,00	0,047	0,002	0,049	32,24	31,24	30,71	29,01	0,03885	1,70
245-241	13,23	1	0,005	4,00	0,019	0,001	0,020	30,63	29,63	30,62	29,12	0,03855	1,50
247-236	90,47	7	0,041	4,00	0,163	0,008	0,171	32,62	31,62	29,14	27,03	0,05077	2,11
248-233	33,87	17	0,094	4,00	0,375	0,019	0,394	29,38	28,38	28,73	26,01	0,06971	2,72
249-248	44,90	3	0,016	4,00	0,064	0,003	0,067	29,38	28,38	29,18	27,82	0,01241	1,36
250-248	47,72	13	0,068	4,00	0,273	0,014	0,286	30,50	29,50	29,38	28,38	0,02358	1,00
251-250	26,06	3	0,014	4,00	0,057	0,003	0,060	30,75	29,75	30,50	29,50	0,00959	1,00
253-250	98,98	6	0,034	4,00	0,136	0,007	0,142	31,50	30,50	30,75	29,75	0,00758	1,00
253'-224	25,32	29	0,156	4,00	0,623	0,031	0,654	28,36	27,25	27,76	26,70	0,02145	1,06
254-253'	37,26	21	0,112	4,00	0,450	0,022	0,472	28,84	27,83	28,36	27,25	0,01578	1,12
255-254	55,63	5	0,028	4,00	0,113	0,006	0,119	29,25	28,25	28,75	27,43	0,01465	1,32
257-254	121,84	13	0,069	4,00	0,276	0,014	0,290	30,06	29,06	28,84	27,83	0,01010	1,01
258-253'	77,76	7	0,037	4,00	0,147	0,007	0,155	28,68	27,68	28,29	26,86	0,01053	1,43
260-222	153,73	10	0,057	4,00	0,228	0,011	0,239	29,88	28,88	27,46	25,78	0,02017	1,68
264-262	180,53	10	0,052	4,00	0,209	0,010	0,219	29,78	28,78	27,64	25,54	0,02016	2,10
262-186	19,19	436	2,371	4,00	9,483	0,474	9,957	27,58	25,90	27,49	24,89	0,05242	2,60
265-262	49,34	426	2,316	4,00	9,262	0,463	9,726	27,42	26,11	27,58	25,90	0,00432	1,68
266-265	49,60	10	0,056	4,00	0,225	0,011	0,236	28,07	26,71	27,53	26,02	0,01407	1,51
267-266	23,86	2	0,010	4,00	0,041	0,002	0,043	29,18	28,18	27,87	26,81	0,05709	1,06
268-266	29,42	5	0,025	4,00	0,099	0,005	0,104	28,19	27,30	28,07	26,71	0,01992	1,36
269-268	14,68	2	0,009	4,00	0,037	0,002	0,039	28,78	27,78	28,19	27,19	0,03992	1,00

Tronçons	Longueur Tronçon (m)	nombres de ménages	Débit domestique (L/s)	Facteur Pointe max	Débit domestique max (L/s)	Débit Parasite (infiltration) (L/s)	Débit sanitaire max (L/s)	Côte TN amont (m)	Côte Radier amont (m)	Côte TN avale (m)	Côte Radier avale (m)	Pente s (m/m)	profondeurs
270-268	22,54	2	0,012	4,00	0,046	0,002	0,048	29,58	28,58	28,19	27,19	0,06145	1,00
271-265	34,98	413	2,245	4,00	8,978	0,449	9,427	28,31	27,29	27,42	26,11	0,03368	1,31
272-271	41,41	8	0,042	4,00	0,170	0,008	0,178	29,26	28,25	29,27	27,93	0,00787	1,34
273-272	21,74	2	0,011	4,00	0,044	0,002	0,047	29,68	28,68	29,18	27,86	0,03781	1,32
274-272	26,40	4	0,024	4,00	0,094	0,005	0,099	29,66	28,52	29,26	28,25	0,01023	1,01
275-274	24,34	2	0,010	4,00	0,039	0,002	0,041	30,06	29,06	29,80	28,63	0,01742	1,17
277-274	57,07	2	0,011	4,00	0,044	0,002	0,046	30,02	29,02	29,66	28,52	0,00866	1,14
278-271	31,57	404	2,197	4,00	8,788	0,439	9,227	29,16	28,42	28,31	27,29	0,03582	1,02
279-278	21,19	41	0,223	4,00	0,894	0,045	0,938	29,91	27,65	29,53	27,33	0,01529	2,20
281-279	37,73	1	0,007	4,00	0,027	0,001	0,028	30,08	29,08	29,53	27,56	0,04028	1,97
282-279	28,70	40	0,215	4,00	0,862	0,043	0,905	30,05	28,13	29,91	27,65	0,01679	2,26
283-282	18,07	1	0,005	4,00	0,020	0,001	0,021	30,08	29,08	30,06	28,56	0,02905	1,50
284-282	29,76	38	0,209	4,00	0,834	0,042	0,876	30,28	28,67	30,05	28,13	0,01804	1,92
285-284	38,91	2	0,011	4,00	0,044	0,002	0,046	30,02	29,02	29,93	28,63	0,00997	1,30
286-284	27,31	36	0,196	4,00	0,783	0,039	0,822	30,63	29,16	30,28	28,67	0,01794	1,60
288-286	71,60	23	0,124	4,00	0,497	0,025	0,522	31,99	30,41	30,63	29,16	0,01742	1,47
289-288	38,29	3	0,015	4,00	0,059	0,003	0,061	32,65	31,65	32,06	30,68	0,02525	1,38
290-288	131,20	14	0,077	4,00	0,308	0,015	0,323	32,42	30,90	31,99	30,41	0,00377	1,58
291-290	47,04	2	0,013	4,00	0,053	0,003	0,055	33,51	32,51	32,37	30,82	0,03612	1,55
292-290	106,17	10	0,054	4,00	0,217	0,011	0,228	34,75	33,75	32,42	30,90	0,02679	1,52
293-286	33,44	12	0,068	4,00	0,272	0,014	0,285	30,92	29,80	30,70	29,17	0,01890	1,53
295-293	56,45	7	0,039	4,00	0,156	0,008	0,164	31,76	30,76	30,92	29,80	0,01702	1,12
293'-293	34,15	3	0,016	4,00	0,063	0,003	0,066	30,86	29,86	30,78	29,06	0,02334	1,72
296-278	64,08	362	1,969	4,00	7,877	0,394	8,271	29,48	28,52	29,16	28,12	0,00623	1,04

Tronçons	Longueur Tronçon (m)	nombres de ménages	Débit domestique (L/s)	Facteur Pointe max	Débit domestique max (L/s)	Débit Parasite(infiltration) (L/s)	Débit sanitaire max (L/s)	Côte TN amont (m)	Côte Radier amont (m)	Côte TN avale (m)	Côte Radier avale (m)	Pente s (m/m)	profondeurs
299-296	96,84	99	0,538	4,00	2,151	0,108	2,259	30,41	29,07	29,62	28,58	0,00505	1,04
300-299	38,51	4	0,020	4,00	0,080	0,004	0,084	31,27	30,27	30,98	29,92	0,00909	1,06
301-299	34,36	90	0,491	4,00	1,965	0,098	2,064	31,38	30,30	30,41	29,07	0,03583	1,34
302-301	23,08	4	0,019	4,00	0,076	0,004	0,080	31,76	30,76	31,38	30,30	0,01997	1,08
304-301	32,58	13	0,070	4,00	0,281	0,014	0,295	31,60	30,48	31,38	30,30	0,00549	1,08
305-304	34,68	4	0,022	4,00	0,088	0,004	0,093	32,42	31,42	31,60	30,53	0,02578	1,07
306-304	34,86	5	0,025	4,00	0,101	0,005	0,106	32,95	31,95	31,60	30,48	0,04214	1,12
308-301	115,17	72	0,390	4,00	1,561	0,078	1,639	34,84	33,41	31,38	30,30	0,02705	1,08
309-308	62,73	35	0,191	4,00	0,762	0,038	0,800	34,81	33,39	34,85	32,97	0,00679	1,88
310-309	33,21	9	0,051	4,00	0,204	0,010	0,214	35,99	34,99	34,92	33,91	0,03243	1,01
311-310	22,61	4	0,022	4,00	0,088	0,004	0,092	35,42	34,42	35,20	34,12	0,01291	1,08
312-310	21,48	2	0,009	4,00	0,038	0,002	0,039	36,00	35,00	35,99	34,89	0,00517	1,10
313-309	43,46	19	0,106	4,00	0,423	0,021	0,444	35,64	34,24	34,81	33,39	0,01951	1,42
314-313	59,93	4	0,024	4,00	0,096	0,005	0,101	35,99	34,99	35,52	34,00	0,01659	1,52
315-313	55,67	13	0,073	4,00	0,294	0,015	0,308	36,62	35,19	35,64	34,24	0,01698	1,40
316-315	24,75	1	0,008	4,00	0,032	0,002	0,034	37,44	36,44	36,62	35,26	0,04772	1,36
317-315	28,82	8	0,043	4,00	0,172	0,009	0,181	37,43	35,96	36,62	35,19	0,02693	1,43
318-317	24,71	2	0,013	4,00	0,053	0,003	0,056	38,10	37,10	37,39	36,07	0,04172	1,32
319-317	38,54	3	0,018	4,00	0,070	0,004	0,074	37,96	36,96	37,43	35,96	0,02597	1,47
320-308	79,37	30	0,166	4,00	0,662	0,033	0,695	37,52	35,42	34,84	33,41	0,02527	1,43
320'-320	177,36	12	0,068	4,00	0,271	0,014	0,284	43,15	42,15	37,52	35,42	0,03795	2,10
321-320	52,13	16	0,085	4,00	0,342	0,017	0,359	41,10	39,78	38,14	36,89	0,05538	1,25
322-321	32,01	3	0,019	4,00	0,076	0,004	0,079	38,79	37,79	38,10	37,04	0,02359	1,06
323-321	35,24	11	0,061	4,00	0,243	0,012	0,255	42,62	41,62	41,10	39,78	0,05224	1,32

Tronçons	Longueur Tronçon (m)	nombres de ménages	Débit domestique (L/s)	Facteur Pointe max	Débit domestique max (L/s)	Débit Parasite(infiltration) (L/s)	Débit sanitaire max (L/s)	Côte TN amont (m)	Côte Radier amont (m)	Côte TN avale (m)	Côte Radier avale (m)	Pente s (m/m)	profondeurs
324-296	36,68	262	1,428	4,00	5,702	0,285	5,987	29,95	29,07	29,48	28,32	0,02053	1,16
325-324	52,93	4	0,021	4,00	0,083	0,004	0,088	31,27	30,27	29,95	28,75	0,02864	1,20
326-324	112,72	257	1,399	4,00	5,595	0,280	5,875	30,30	29,44	29,95	28,75	0,00611	1,20
327-326	48,34	121	0,658	4,00	2,631	0,132	2,762	31,12	29,24	30,38	28,48	0,01564	1,90
330-327	90,03	23	0,128	4,00	0,510	0,026	0,536	32,96	31,45	30,79	29,44	0,02228	1,35
331-330	45,30	6	0,032	4,00	0,127	0,006	0,133	32,00	31,00	32,96	30,86	0,00305	2,10
332-330	47,82	11	0,059	4,00	0,234	0,012	0,246	32,96	31,96	32,96	31,45	0,01079	1,51
334-327	45,60	91	0,493	4,00	1,971	0,099	2,069	32,40	30,79	31,12	29,24	0,03408	1,88
336-334	52,55	5	0,026	4,00	0,102	0,005	0,107	33,45	32,45	31,33	29,76	0,05123	1,57
337-334	101,08	81	0,440	4,00	1,761	0,088	1,849	35,54	34,12	32,40	30,79	0,03292	1,61
338-337	14,22	47	0,255	4,00	1,020	0,051	1,071	36,21	34,95	35,77	34,62	0,02321	1,15
339-338	56,85	41	0,226	4,00	0,902	0,045	0,948	35,25	34,24	36,21	34,05	0,00338	2,16
340-339	14,73	31	0,170	4,00	0,679	0,034	0,713	35,25	34,25	35,25	34,14	0,00747	1,11
342-340	17,21	30	0,163	4,00	0,651	0,033	0,684	36,75	35,75	35,25	34,25	0,08716	1,00
343-342	29,19	2	0,013	4,00	0,054	0,003	0,056	36,00	35,00	36,75	34,75	0,00856	2,00
345-342	237,03	26	0,140	4,00	0,562	0,028	0,590	40,75	39,75	36,75	34,75	0,02109	2,00
346-339	110,37	6	0,031	4,00	0,124	0,006	0,131	38,25	37,25	35,25	34,24	0,02727	1,01
347-338	36,92	4	0,024	4,00	0,097	0,005	0,102	36,92	35,92	36,21	34,95	0,02635	1,26
349-337	57,87	27	0,144	4,00	0,578	0,029	0,607	37,10	35,57	35,54	34,12	0,02504	1,42
350-349	79,94	7	0,036	4,00	0,143	0,007	0,150	39,25	38,25	37,00	34,86	0,04248	2,14
352-349	169,86	17	0,093	4,00	0,373	0,019	0,391	42,72	41,72	37,10	35,57	0,03620	1,53
353-326	119,89	126	0,688	4,00	2,752	0,138	2,890	30,88	29,82	30,30	29,24	0,00482	1,06
354-353	82,64	50	0,270	4,00	1,079	0,054	1,133	33,32	31,94	30,70	29,18	0,03343	1,52
355-354	53,57	4	0,024	4,00	0,096	0,005	0,100	34,56	33,56	33,32	31,94	0,03017	1,38

Tronçons	Longueur Tronçon (m)	nombres de ménages	Débit domestique (L/s)	Facteur Pointe max	Débit domestique max (L/s)	Débit Parasite(infiltration) (L/s)	Débit sanitaire max (L/s)	Côte TN amont (m)	Côte Radier amont (m)	Côte TN avale (m)	Côte Radier avale (m)	Pente s (m/m)	profondeurs
357-354	69,94	29	0,160	4,00	0,642	0,032	0,674	34,58	32,42	33,32	31,94	0,00679	1,38
358-357	55,14	7	0,040	4,00	0,160	0,008	0,168	34,88	33,88	34,58	33,42	0,00829	1,16
359-357	30,20	18	0,096	4,00	0,384	0,019	0,403	33,66	32,56	34,58	32,42	0,00464	2,16
361-359	117,75	8	0,042	4,00	0,168	0,008	0,177	37,53	36,53	35,16	33,58	0,02512	1,58
363-359	75,41	8	0,042	4,00	0,167	0,008	0,176	36,50	35,50	33,66	31,16	0,05757	2,50
364-353	72,59	68	0,369	4,00	1,475	0,074	1,549	31,38	30,22	30,88	29,82	0,00555	1,07
366-364	41,55	3	0,016	4,00	0,066	0,003	0,069	33,50	32,50	31,38	30,22	0,05488	1,16
367-364	12,85	62	0,336	4,00	1,343	0,067	1,410	31,41	30,94	31,38	30,22	0,05636	1,16
370-367	115,71	8	0,042	4,00	0,168	0,008	0,176	33,72	32,72	31,41	30,24	0,02138	1,16
371-367	47,05	54	0,294	4,00	1,176	0,059	1,234	32,01	31,41	31,41	30,24	0,02472	1,16
373-371	101,48	30	0,161	4,00	0,644	0,032	0,676	33,99	32,33	32,09	30,43	0,01878	1,68
374-373	36,94	5	0,025	4,00	0,102	0,005	0,107	33,00	32,00	33,99	31,79	0,00566	2,20
375-373	26,04	19	0,106	4,00	0,423	0,021	0,445	34,86	33,00	33,99	32,33	0,02554	1,68
378-375	182,76	17	0,149	4,00	0,598	0,030	0,627	37,69	36,69	34,88	33,00	0,02021	1,88
379-371	272,81	23	1,733	4,00	6,932	0,347	7,279	35,25	34,25	32,01	31,01	0,01190	1,00

Tronçons	Diamètres calculés (mm)	Diamètres commerciaux (mm)	Capacité hydraulique de la conduite coulant à plein débit Q_p (m ³ / s)	Vitesses d'écoulement dans la conduite coulant à plein débit V_p (m/s)	rapport de débit	équation à égaliser au rapport de débit	alpha α en rd	vitesses pour le débit de conception V_c (m/s)
002-001	50	110	0,009	0,956	0,12	0,00000	2,017111998	0,6
003-001	235	250	0,044	0,899	0,85	0,00000	3,992122578	1,0
017-003	105	125	0,021	1,748	0,63	0,00000	3,455548602	1,8
020-017	143	160	0,018	0,896	0,74	0,00000	3,710822598	1,0
019-017	58	110	0,005	0,532	0,18	0,00000	2,270738351	0,4
023-020	23	110	0,014	1,502	0,02	0,00000	1,193839441	0,5
024-020	110	110	0,013	1,374	1,00	0,00000	4,532239098	1,6
025-024	25	110	0,037	3,941	0,02	0,00000	1,262089452	1,5
027-025	27	110	0,007	0,698	0,02	0,00000	1,331895762	0,3
028-025	41	110	0,008	0,833	0,07	0,00000	1,755244949	0,5
029-028	18	110	0,008	0,804	0,01	0,00000	1,030554701	0,2
030-028	47	110	0,005	0,480	0,10	0,00000	1,925566761	0,3
031-030	34	110	0,007	0,739	0,04	0,00000	1,553700795	0,4
032-031	21	110	0,010	1,008	0,01	0,00000	1,127432455	0,3
033-031	27	110	0,007	0,687	0,02	0,00000	1,340431027	0,3
034-030	19	110	0,010	1,017	0,01	0,00000	1,070068229	0,3
035-024	124	140	0,017	1,100	0,72	0,00000	3,664155165	1,2
036-035	78	1110	7,144	7,382	0,00	0,00000	0,59605633	1,1
037-036	13	110	0,024	2,492	0,00	0,00000	0,833804379	0,6
041-036	88	110	0,011	1,111	0,55	0,00000	3,258571259	1,1
042-041	42	110	0,008	0,835	0,07	0,00000	1,780021953	0,5
044-042	25	160	0,036	1,799	0,01	0,00000	0,985082721	0,5
045-042	19	110	0,021	2,159	0,01	0,00000	1,066097916	0,7

Tronçons	Diamètre calculé (mm)	Diamètre commerciale (mm)	Capacité hydraulique de la conduite coulant à plein débit Q_p (m ³ / s)	Vitesse d'écoulement dans la conduite coulant à plein débit V_p (m/s)	rapport de débit	équation à égaliser au rapport de débit	alpha en rd	vitesse pour le débit de conception V_c (m/s)
047-041	41	110	0,009	0,904	0,07	0,00000	1,755395119	0,5
049-047	18	110	0,008	0,806	0,01	0,00000	1,02180385	0,2
050-047	44	110	0,004	0,428	0,09	0,00000	1,851116057	0,3
051-041	96	110	0,006	0,651	0,70	0,00000	3,611809736	0,7
069-051	50	110	0,006	0,640	0,12	0,00000	2,024598872	0,4
052-051	69	110	0,011	1,210	0,28	0,00000	2,589181133	1,0
053-052	25	110	0,017	1,761	0,02	0,00000	1,262489982	0,7
054-052	79	110	0,007	0,736	0,42	0,00000	2,945320497	0,7
055-054	42	110	0,005	0,559	0,08	0,00000	1,79623893	0,3
056-055	14	110	0,018	1,893	0,00	0,00000	0,867375549	0,5
057-055	20	110	0,010	1,023	0,01	0,00000	1,078694604	0,3
058-054	56	110	0,006	0,590	0,16	0,00000	2,206253364	0,4
059-054	44	110	0,012	1,238	0,09	0,00000	1,847967106	0,8
060-059	33	110	0,006	0,618	0,04	0,00000	1,510380827	0,3
062-059	48	110	0,007	0,702	0,11	0,00000	1,975930497	0,5
064-062	26	110	0,006	0,639	0,02	0,00000	1,305812319	0,3
065-062	35	110	0,005	0,553	0,05	0,00000	1,571992533	0,3
066-062	29	110	0,005	0,509	0,03	0,00000	1,391589672	0,2
070-035	104	110	0,007	0,737	0,87	0,00000	4,044429392	0,8
297-070	16	110	0,007	0,785	0,01	0,00000	0,962008395	0,2
071-070	102	110	0,007	0,757	0,82	0,00000	3,913293606	0,8
072-071	28	110	0,009	0,953	0,03	0,00000	1,36389165	0,4
073-071	80	110	0,013	1,380	0,43	0,00000	2,975756586	1,3
098-073	34	110	0,011	1,166	0,05	0,00000	1,586553306	0,6

Tronçons	Diamètre calculé (mm)	Diamètre commerciale (mm)	Capacité hydraulique de la conduite coulant à plein débit Q_p (m ³ /s)	Vitesse d'écoulement dans la conduite coulant à plein débit V_p (m/s)	rapport de débit	équation à égaliser au rapport de débit	alpha en rd	vitesse pour le débit de conception V_c (m/s)
074-073	103	110	0,006	0,641	0,83	0,00000	3,949700469	0,7
075-074	60	110	0,021	2,217	0,20	0,00000	2,318991431	1,7
076-075	21	110	0,006	0,600	0,01	0,00000	1,122613849	0,2
077-075	31	110	0,009	0,913	0,03	0,00000	1,446305103	0,4
079-075	113	140	0,011	0,720	0,56	0,00000	3,288811232	0,7
080-079	60	110	0,009	0,903	0,20	0,00000	2,320245924	0,7
084-080	71	110	0,011	1,150	0,31	0,00000	2,662730068	1,0
085-080	21	110	0,011	1,129	0,01	0,00000	1,136662688	0,4
086-079	49	110	0,007	0,690	0,12	0,00000	2,01048818	0,5
087-086	21	110	0,014	1,482	0,01	0,00000	1,112275376	0,5
088-087	11	110	0,014	1,497	0,00	0,00000	0,764260909	0,3
293-087	11	110	0,021	2,166	0,00	0,00000	0,757111075	0,4
089-086	28	110	0,013	1,363	0,03	0,00000	1,373400631	0,6
090-074	49	110	0,008	0,870	0,11	0,00000	1,989573988	0,6
091-090	34	110	0,007	0,744	0,04	0,00000	1,536042237	0,4
092-090	38	110	0,008	0,873	0,06	0,00000	1,658945528	0,5
093-092	20	110	0,009	0,934	0,01	0,00000	1,106242822	0,3
096-092	23	110	0,012	1,288	0,01	0,00000	1,177982338	0,5
004-003	169	200	0,043	1,363	0,64	0,00000	3,466257503	1,4
005-004	39	110	0,006	0,663	0,06	0,00000	1,707218588	0,4
006-004	121	140	0,038	2,481	0,68	0,00000	3,564518753	2,7
007-006	16	110	0,007	0,756	0,01	0,00000	0,946984322	0,2
009-008	15	110	0,011	1,108	0,01	0,00000	0,912124395	0,3
010-008	40	110	0,006	0,601	0,07	0,00000	1,720847066	0,3

Tronçons	Diamètre calculé (mm)	Diamètre commerciale (mm)	Capacité hydraulique de la conduite coulant à plein débit Qp (m3/ s)	Vitesse d'écoulement dans la conduite coulant à plein débit Vp(m/s)	rapport de débit	équation à égaliser au rapport de débit	alpha en rd	vitesse pour le débit de conception Vc (m/s)
008-006	37	110	0,009	0,926	0,06	0,00000	1,643787433	0,5
013-006	170	200	0,039	1,253	0,65	0,00000	3,49084016	1,3
014-013	18	110	0,006	0,601	0,01	0,00000	1,012997854	0,2
015-013	177	210	0,040	1,168	0,63	0,00000	3,443642011	1,2
016-015	44	110	0,006	0,618	0,08	0,00000	1,836308722	0,4
100-015	118	140	0,016	1,060	0,64	0,00000	3,463663728	1,1
102-100	17	110	0,013	1,318	0,01	0,00000	0,997498035	0,4
103-100	132	140	0,012	0,784	0,85	0,00000	4,013864618	0,9
104-103	13	110	0,010	1,059	0,00	0,00000	0,8481816	0,3
105-103	119	140	0,016	1,024	0,65	0,00000	3,490662285	1,1
107-105	29	110	0,010	1,009	0,03	0,00000	1,376989879	0,4
108-105	122	140	0,014	0,919	0,70	0,00000	3,60894238	1,0
109-108	21	110	0,013	1,349	0,01	0,00000	1,109905202	0,5
110-108	126	140	0,013	0,834	0,76	0,00000	3,75060691	0,9
112-110	49	110	0,010	1,078	0,12	0,00000	2,008854	0,7
116-114	13	110	0,008	0,856	0,00	0,00000	0,824016509	0,2
115-114	16	110	0,011	1,189	0,01	0,00000	0,958196851	0,3
114-113	29	110	0,008	0,846	0,03	0,00000	1,386406732	0,4
118-117	13	110	0,011	1,135	0,00	0,00000	0,810135317	0,3
119-117	12	110	0,012	1,254	0,00	0,00000	0,801628984	0,3
117-113	22	110	0,009	0,987	0,01	0,00000	1,148853079	0,3
113-112	34	110	0,009	0,952	0,04	0,00000	1,538175275	0,5
120-112	38	110	0,010	1,080	0,06	0,00000	1,678010807	0,6
122-121	9	110	0,015	1,622	0,00	0,00000	0,67036725	0,3

Tronçons	Diamètre calculé (mm)	Diamètre commerciale (mm)	Capacité hydraulique de la conduite coulant à plein débit Q_p (m ³ / s)	Vitesse d'écoulement dans la conduite coulant à plein débit V_p (m/s)	rapport de débit	équation à égaliser au rapport de débit	alpha en rd	vitesse pour le débit de conception V_c (m/s)
123-121	47	140	0,006	0,419	0,06	0,00000	1,644487918	0,2
121-120	34	110	0,010	1,093	0,04	0,00000	1,554016193	0,5
125-120	13	110	0,010	1,082	0,00	0,00000	0,832674353	0,3
126-110	125	140	0,011	0,740	0,74	0,00000	3,708363833	0,8
129-127	28	110	0,012	1,298	0,03	0,00000	1,374662984	0,6
131-130	19	110	0,010	1,077	0,01	0,00000	1,051825089	0,3
134-132	32	110	0,011	1,155	0,04	0,00000	1,487575556	0,6
136-132	19	110	0,015	1,549	0,01	0,00000	1,054436689	0,5
132-130	39	110	0,010	1,012	0,06	0,00000	1,700063653	0,6
130-127	48	110	0,010	1,005	0,11	0,00000	1,959887442	0,7
127-126	58	110	0,008	0,860	0,18	0,00000	2,275998283	0,7
137-126	92	110	0,011	1,116	0,63	0,00000	3,442428378	1,2
138-137	24	110	0,008	0,872	0,02	0,00000	1,242687552	0,3
139-137	114	140	0,011	0,738	0,57	0,00000	3,314875388	0,8
141-139	30	110	0,014	1,424	0,03	0,00000	1,421347791	0,6
142-139	106	110	0,007	0,703	0,90	0,00000	4,154782924	0,8
144-142	52	110	0,009	0,983	0,14	0,00000	2,095966784	0,7
146-144	28	110	0,011	1,125	0,03	0,00000	1,355511195	0,5
147-144	22	110	0,015	1,536	0,01	0,00000	1,17359105	0,5
148-144	39	110	0,010	1,039	0,06	0,00000	1,692124931	0,6
149-148	25	110	0,015	1,533	0,02	0,00000	1,267368479	0,6
151-148	27	110	0,012	1,223	0,02	0,00000	1,31578295	0,5
152-142	88	110	0,008	0,885	0,55	0,00000	3,262517997	0,9
153-152	41	110	0,011	1,165	0,07	0,00000	1,759582704	0,7

Tronçon	Diamètre calculé (mm)	Diamètre commerciale (mm)	Capacité hydraulique de la conduite coulant à plein débit Q_p (m ³ / s)	Vitesse d'écoulement dans la conduite coulant à plein débit V_p (m/s)	rapport de débit	équation à égaliser au rapport de débit	alpha en rd	vitesse pour le débit de conception V_c (m/s)
154-153	21	110	0,011	1,141	0,01	0,00000	1,116679477	0,4
156-153	38	110	0,011	1,172	0,06	0,00000	1,668786716	0,6
157-156	23	110	0,012	1,232	0,02	0,00000	1,206347264	0,5
159-156	29	110	0,011	1,173	0,03	0,00000	1,404131621	0,5
160-152	72	110	0,011	1,209	0,33	0,00000	2,714370699	1,1
161-160	78	110	0,006	0,601	0,41	0,00000	2,914126476	0,6
162-161	34	110	0,006	0,601	0,04	0,00000	1,546070473	0,3
163-161	66	110	0,008	0,852	0,25	0,00000	2,501134408	0,7
171-163	59	110	0,006	0,681	0,19	0,00000	2,30767905	0,5
173-171	26	110	0,006	0,636	0,02	0,00000	1,291670875	0,3
174-171	35	110	0,013	1,357	0,05	0,00000	1,58244607	0,7
175-174	31	110	0,014	1,503	0,03	0,00000	1,44208729	0,7
176-175	11	110	0,020	2,105	0,00	0,00000	0,737297434	0,4
178-175	27	110	0,015	1,605	0,02	0,00000	1,317912519	0,7
180-174	16	110	0,018	1,917	0,01	0,00000	0,959197493	0,5
165-163	34	110	0,017	1,810	0,04	0,00000	1,532319084	0,9
167-165	48	110	0,006	0,621	0,11	0,00000	1,976036284	0,4
168-167	15	110	0,006	0,601	0,00	0,00000	0,895060429	0,2
169-167	31	110	0,006	0,600	0,03	0,00000	1,443232324	0,3
183-160	51	110	0,011	1,146	0,13	0,00000	2,044189177	0,8
184-015	163	200	0,028	0,899	0,58	0,00000	3,33449994	0,9
185-184	26	110	0,016	1,694	0,02	0,00000	1,285964654	0,7
186-184	139	160	0,024	1,178	0,68	0,00000	3,563849742	1,3
187-186	107	110	0,007	0,697	0,93	0,00000	4,235333564	0,8

Tronçons	Diamètre calculé (mm)	Diamètre commerciale (mm)	Capacité hydraulique de la conduite coulant à plein débit Q_p (m ³ / s)	Vitesse d'écoulement dans la conduite coulant à plein débit V_p (m/s)	rapport de débit	équation à égaliser au rapport de débit	alpha en rd	vitesse pour le débit de conception V_c (m/s)
261-187	22	110	0,020	2,077	0,01	0,00000	1,164593159	0,7
188-187	63	110	0,026	2,761	0,22	0,00000	2,408919017	2,2
189-188	22	110	0,010	1,031	0,01	0,00000	1,146575758	0,4
190-188	91	110	0,009	0,983	0,61	0,00000	3,39842823	1,0
191-190	44	110	0,006	0,632	0,09	0,00000	1,850628843	0,4
192-191	19	110	0,011	1,181	0,01	0,00000	1,059839878	0,4
193-191	38	110	0,006	0,663	0,06	0,00000	1,673970351	0,4
194-193	12	110	0,011	1,198	0,00	0,00000	0,78475202	0,3
195-193	34	110	0,006	0,597	0,04	0,00000	1,547303904	0,3
196-195	19	110	0,010	1,098	0,01	0,00000	1,042527881	0,3
197-195	28	110	0,005	0,546	0,02	0,00000	1,34344025	0,2
198-190	102	120	0,008	0,709	0,64	0,00000	3,469703441	0,8
200-198	15	110	0,006	0,602	0,00	0,00000	0,893711026	0,2
201-198	103	110	0,006	0,623	0,84	0,00000	3,970442227	0,7
202-201	65	110	0,006	0,600	0,24	0,00000	2,465466663	0,5
203-202	31	110	0,006	0,600	0,03	0,00000	1,439038553	0,3
205-202	50	110	0,010	1,010	0,12	0,00000	2,025168804	0,7
207-205	27	110	0,010	1,054	0,02	0,00000	1,318461169	0,4
208-205	40	110	0,013	1,394	0,07	0,00000	1,734825202	0,8
209-208	23	110	0,013	1,377	0,02	0,00000	1,201686904	0,5
210-209	15	110	0,012	1,275	0,00	0,00000	0,901160905	0,3
211-209	13	110	0,014	1,472	0,00	0,00000	0,82453329	0,3
212-208	36	110	0,012	1,222	0,05	0,00000	1,622874508	0,6
213-212	15	110	0,014	1,477	0,01	0,00000	0,914589083	0,4

Tronçons	Diamètre calculé (mm)	Diamètre commerciale (mm)	Capacité hydraulique de la conduite coulant à plein débit Q_p (m ³ / s)	Vitesse d'écoulement dans la conduite coulant à plein débit V_p (m/s)	rapport de débit	équation à égaliser au rapport de débit	alpha en rd	vitesse pour le débit de conception V_c (m/s)
214-212	33	110	0,012	1,221	0,04	0,00000	1,528896534	0,6
215-214	15	110	0,015	1,580	0,01	0,00000	0,915539627	0,4
217-214	39	110	0,005	0,575	0,06	0,00000	1,710763039	0,3
218-201	82	110	0,007	0,748	0,46	0,00000	3,044565099	0,7
219-218	18	110	0,012	1,286	0,01	0,00000	1,004959105	0,4
220-218	78	110	0,008	0,833	0,40	0,00000	2,888462562	0,8
221-220	25	110	0,005	0,569	0,02	0,00000	1,264889378	0,2
222-220	72	110	0,009	0,938	0,32	0,00000	2,702318853	0,8
223-222	13	110	0,014	1,454	0,00	0,00000	0,819375755	0,3
224-222	67	110	0,009	0,978	0,27	0,00000	2,55449377	0,8
225-224	51	110	0,013	1,419	0,13	0,00000	2,06752773	1,0
226-225	46	110	0,006	0,604	0,10	0,00000	1,902260566	0,4
227-226	32	110	0,010	1,008	0,04	0,00000	1,494474656	0,5
228-227	11	110	0,015	1,610	0,00	0,00000	0,749813777	0,3
229-227	22	110	0,009	0,947	0,01	0,00000	1,155160981	0,3
230-226	23	110	0,009	0,989	0,01	0,00000	1,184439203	0,4
231-225	48	110	0,011	1,130	0,11	0,00000	1,96040338	0,7
232-231	15	110	0,009	0,919	0,00	0,00000	0,910375455	0,2
233-231	46	110	0,011	1,119	0,10	0,00000	1,919097839	0,7
234-233	35	110	0,013	1,325	0,05	0,00000	1,582815168	0,7
235-234	11	110	0,016	1,665	0,00	0,00000	0,735666019	0,3
236-234	36	110	0,009	0,981	0,05	0,00000	1,620340363	0,5
237-236	25	110	0,014	1,474	0,02	0,00000	1,271836827	0,6
238-237	15	110	0,021	2,157	0,00	0,00000	0,910172694	0,6

Tronçons	Diamètre calculé (mm)	Diamètre commerciale (mm)	Capacité hydraulique de la conduite coulant à plein débit Q_p (m ³ / s)	Vitesse d'écoulement dans la conduite coulant à plein débit V_p (m/s)	rapport de débit	équation à égaliser au rapport de débit	alpha en rd	vitesse pour le débit de conception V_c (m/s)
239-238	9	110	0,020	2,150	0,00	0,00000	0,670195811	0,4
240-238	11	110	0,016	1,666	0,00	0,00000	0,726457846	0,3
241-237	18	110	0,016	1,649	0,01	0,00000	1,014135829	0,5
244-241	11	110	0,021	2,158	0,00	0,00000	0,764888276	0,4
245-241	8	110	0,020	2,150	0,00	0,00000	0,620333768	0,3
247-236	17	110	0,023	2,467	0,01	0,00000	0,996949098	0,7
248-233	22	110	0,027	2,891	0,01	0,00000	1,173699177	1,0
249-248	16	110	0,012	1,219	0,01	0,00000	0,943511715	0,3
250-248	24	110	0,016	1,681	0,02	0,00000	1,239495694	0,6
251-250	16	110	0,010	1,072	0,01	0,00000	0,946943497	0,3
253-250	23	110	0,009	0,953	0,02	0,00000	1,200286132	0,4
253'-224	34	110	0,015	1,603	0,04	0,00000	1,540973625	0,8
254-253'	32	110	0,013	1,375	0,04	0,00000	1,475588561	0,6
255-254	19	110	0,013	1,325	0,01	0,00000	1,06045326	0,4
257-254	29	110	0,010	1,100	0,03	0,00000	1,380739514	0,5
258-253'	22	110	0,011	1,124	0,01	0,00000	1,176474079	0,4
260-222	23	110	0,015	1,555	0,02	0,00000	1,209325711	0,6
264-262	23	110	0,015	1,554	0,01	0,00000	1,183368703	0,6
262-186	79	110	0,024	2,507	0,42	0,00000	2,944841773	2,4
265-262	126	140	0,013	0,845	0,75	0,00000	3,729461971	0,9
266-265	25	110	0,012	1,299	0,02	0,00000	1,259643687	0,5
267-266	10	110	0,025	2,616	0,00	0,00000	0,709520704	0,5
268-266	17	110	0,015	1,545	0,01	0,00000	0,989609186	0,4
269-268	10	110	0,021	2,187	0,00	0,00000	0,720526193	0,4

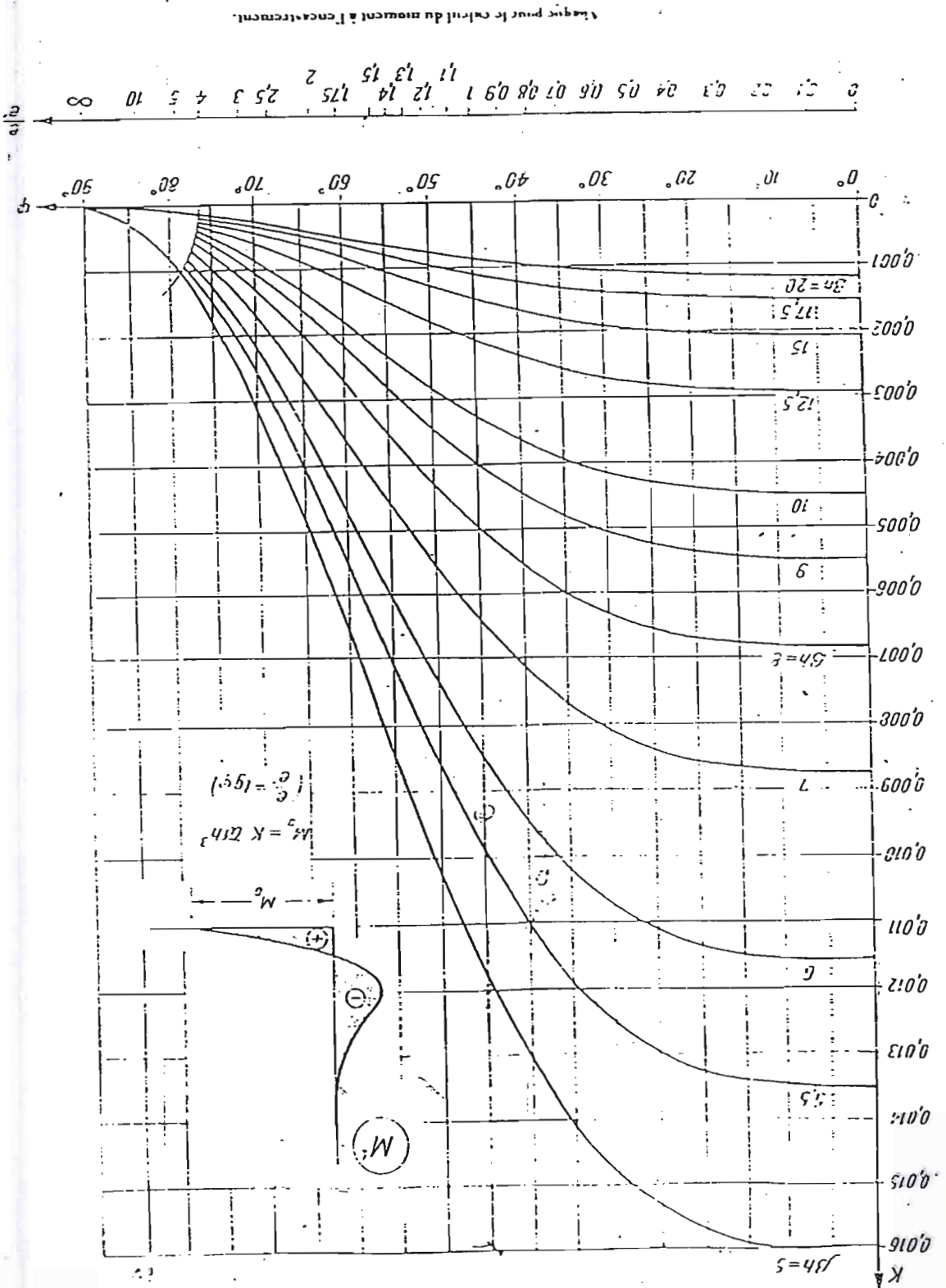
Tronçons	Diamètre calculé (mm)	Diamètre commerciale (mm)	Capacité hydraulique de la conduite coulant à plein débit Q_p (m ³ / s)	Vitesse d'écoulement dans la conduite coulant à plein débit V_p (m/s)	rapport de débit	équation à égaliser au rapport de débit	alpha en rd	vitesse pour le débit de conception V_c (m/s)
270-268	10	110	0,026	2,714	0,00	0,00000	0,722248052	0,5
271-265	84	110	0,019	2,009	0,49	0,00000	3,126814475	2,0
272-271	25	110	0,009	0,971	0,02	0,00000	1,262736738	0,4
273-272	11	110	0,020	2,129	0,00	0,00000	0,757843019	0,4
274-272	19	110	0,011	1,107	0,01	0,00000	1,06007404	0,3
275-274	12	110	0,014	1,445	0,00	0,00000	0,80573605	0,3
277-274	15	110	0,010	1,019	0,00	0,00000	0,899235573	0,3
278-271	83	110	0,020	2,072	0,47	0,00000	3,067115267	2,0
279-278	41	110	0,013	1,354	0,07	0,00000	1,767133671	0,8
281-279	9	110	0,021	2,197	0,00	0,00000	0,867905119	0,4
282-279	40	110	0,013	1,419	0,07	0,00000	1,728910867	0,8
283-282	9	110	0,018	1,866	0,00	0,00000	0,645180019	0,3
284-282	39	110	0,014	1,471	0,06	0,00000	1,698536818	0,8
285-284	14	110	0,010	1,093	0,00	0,00000	0,88694455	0,3
286-284	38	110	0,014	1,467	0,06	0,00000	1,671773372	0,8
288-286	32	110	0,014	1,445	0,04	0,00000	1,494318823	0,7
289-288	14	110	0,017	1,740	0,00	0,00000	0,848918515	0,4
290-288	36	110	0,006	0,672	0,05	0,00000	1,606889353	0,4
291-290	12	110	0,020	2,081	0,00	0,00000	0,794142699	0,5
292-290	22	110	0,017	1,792	0,01	0,00000	1,154075219	0,6
293-286	25	110	0,014	1,505	0,02	0,00000	1,272372176	0,6
295-293	21	110	0,014	1,428	0,01	0,00000	1,125713497	0,5
293'-293	14	110	0,016	1,673	0,00	0,00000	0,870762027	0,4
296-278	110	125	0,012	0,941	0,72	0,00000	3,651750881	1,0

Tronçons	Diamètre calculé (mm)	Diamètre commerciale (mm)	Capacité hydraulique de la conduite coulant à plein débit Q_p (m ³ / s)	Vitesse d'écoulement dans la conduite coulant à plein débit V_p (m/s)	rapport de débit	équation à égaliser au rapport de débit	alpha en rd	vitesse pour le débit de conception V_c (m/s)
299-296	71	110	0,007	0,778	0,31	0,00000	2,653853495	0,7
300-299	18	110	0,010	1,044	0,01	0,00000	1,032212737	0,3
301-299	47	110	0,020	2,072	0,10	0,00000	1,946082306	1,3
302-301	16	110	0,015	1,547	0,01	0,00000	0,929363948	0,4
304-301	32	110	0,008	0,812	0,04	0,00000	1,4970776	0,4
305-304	16	110	0,017	1,758	0,01	0,00000	0,933225364	0,5
306-304	15	110	0,021	2,248	0,00	0,00000	0,909949575	0,6
308-301	46	110	0,017	1,801	0,10	0,00000	1,899622796	1,1
309-308	45	110	0,009	0,902	0,09	0,00000	1,886353763	0,6
310-309	21	110	0,019	1,972	0,01	0,00000	1,110585672	0,7
311-310	18	110	0,012	1,244	0,01	0,00000	1,012397157	0,4
312-310	15	110	0,007	0,787	0,01	0,00000	0,922282684	0,2
313-309	30	110	0,015	1,529	0,03	0,00000	1,41466258	0,7
314-313	18	110	0,013	1,410	0,01	0,00000	1,004794424	0,4
315-313	27	110	0,014	1,426	0,02	0,00000	1,3144386	0,6
316-315	10	110	0,023	2,392	0,00	0,00000	0,685111156	0,4
317-315	20	110	0,017	1,797	0,01	0,00000	1,090201874	0,6
318-317	12	110	0,021	2,236	0,00	0,00000	0,782108252	0,5
319-317	14	110	0,017	1,764	0,00	0,00000	0,883427525	0,4
320-308	34	110	0,017	1,741	0,04	0,00000	1,533034535	0,9
320'-320	22	110	0,020	2,133	0,01	0,00000	1,167531266	0,8
321-320	23	110	0,024	2,576	0,01	0,00000	1,180012911	0,9
322-321	15	110	0,016	1,682	0,00	0,00000	0,909316086	0,4
323-321	20	110	0,024	2,502	0,01	0,00000	1,093717014	0,8

Tronçons	Diamètre calculé (mm)	Diamètre commerciale (mm)	Capacité hydraulique de la conduite coulant à plein débit Q_p (m ³ / s)	Vitesse d'écoulement dans la conduite coulant à plein débit V_p (m/s)	rapport de débit	équation à égaliser au rapport de débit	alpha en rd	vitesse pour le débit de conception V_c (m/s)
324-296	78	110	0,015	1,569	0,40	0,00000	2,904458859	1,5
325-324	15	110	0,018	1,853	0,00	0,00000	0,909676931	0,5
326-324	97	125	0,011	0,932	0,51	0,00000	3,173513266	0,9
327-326	62	110	0,013	1,369	0,21	0,00000	2,374196303	1,1
330-327	31	110	0,016	1,634	0,03	0,00000	1,458331331	0,8
331-330	27	110	0,006	0,604	0,02	0,00000	1,321606151	0,3
332-330	27	110	0,011	1,137	0,02	0,00000	1,314571627	0,5
334-327	48	110	0,019	2,021	0,11	0,00000	1,960786823	1,3
336-334	15	110	0,024	2,478	0,00	0,00000	0,890966193	0,6
337-334	46	110	0,019	1,987	0,10	0,00000	1,910912095	1,3
338-337	40	110	0,016	1,668	0,07	0,00000	1,732289992	0,9
339-338	55	110	0,006	0,636	0,16	0,00000	2,174934468	0,5
340-339	43	110	0,009	0,946	0,08	0,00000	1,806213085	0,6
342-340	26	110	0,031	3,232	0,02	0,00000	1,307632659	1,3
343-342	16	110	0,010	1,013	0,01	0,00000	0,945779991	0,3
345-342	33	110	0,015	1,590	0,04	0,00000	1,504348889	0,8
346-339	18	110	0,017	1,808	0,01	0,00000	1,006871872	0,5
347-338	16	110	0,017	1,777	0,01	0,00000	0,951814075	0,5
349-337	32	110	0,016	1,733	0,04	0,00000	1,482626263	0,8
350-349	17	110	0,021	2,257	0,01	0,00000	0,987078515	0,6
352-349	25	110	0,020	2,083	0,02	0,00000	1,269905304	0,8
353-326	78	110	0,007	0,760	0,40	0,00000	2,900393557	0,7
354-353	38	110	0,019	2,002	0,06	0,00000	1,676226701	1,1
355-354	16	110	0,018	1,902	0,01	0,00000	0,934143131	0,5

Tronçons	Diamètre calculé (mm)	Diamètre commerciale (mm)	Capacité hydraulique de la conduite coulant à plein débit Q_p (m ³ / s)	Vitesse d'écoulement dans la conduite coulant à plein débit V_p (m/s)	rapport de débit	équation à égaliser au rapport de débit	alpha en rd	vitesse pour le débit de conception V_c (m/s)
357-354	42	110	0,009	0,902	0,08	0,00000	1,80202068	0,5
358-357	24	110	0,009	0,997	0,02	0,00000	1,236255508	0,4
359-357	38	110	0,007	0,745	0,06	0,00000	1,656345241	0,4
361-359	20	110	0,016	1,735	0,01	0,00000	1,093358645	0,6
363-359	17	110	0,025	2,627	0,01	0,00000	0,988197319	0,8
364-353	60	110	0,008	0,816	0,20	0,00000	2,332112266	0,6
366-364	12	110	0,024	2,565	0,00	0,00000	0,795186917	0,6
367-364	38	110	0,025	2,599	0,06	0,00000	1,658021079	1,4
370-367	21	110	0,015	1,601	0,01	0,00000	1,114261093	0,5
371-367	42	110	0,016	1,721	0,08	0,00000	1,782965203	1,0
373-371	35	110	0,014	1,500	0,05	0,00000	1,580649258	0,8
374-373	22	110	0,008	0,824	0,01	0,00000	1,159329737	0,3
375-373	28	110	0,017	1,750	0,03	0,00000	1,368352238	0,8
378-375	34	110	0,015	1,557	0,04	0,00000	1,536495144	0,8
379-371	93	110	0,011	1,194	0,64	0,00000	3,472075415	1,3

Annexe 5 : Abaques donnant les valeurs de Ki



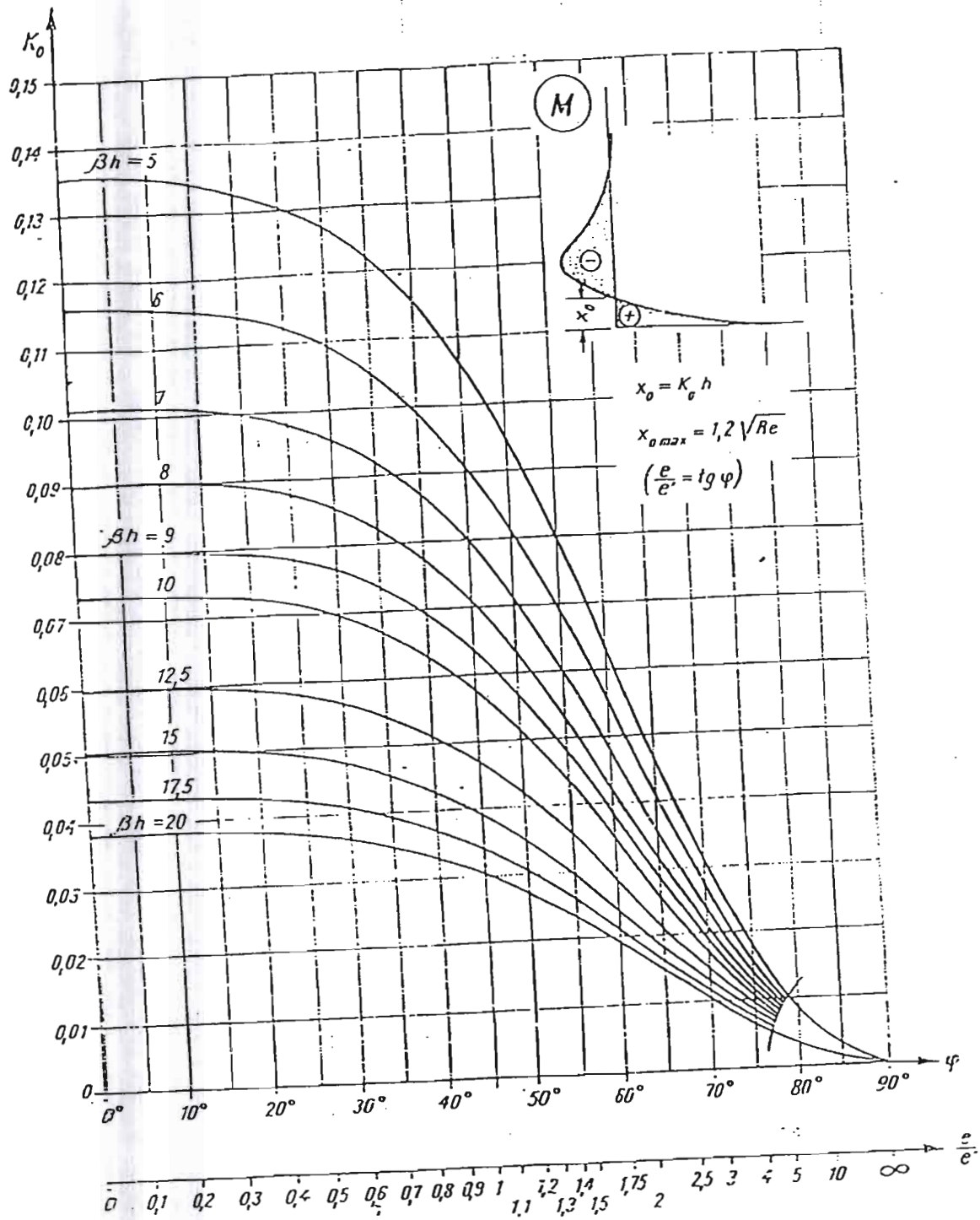
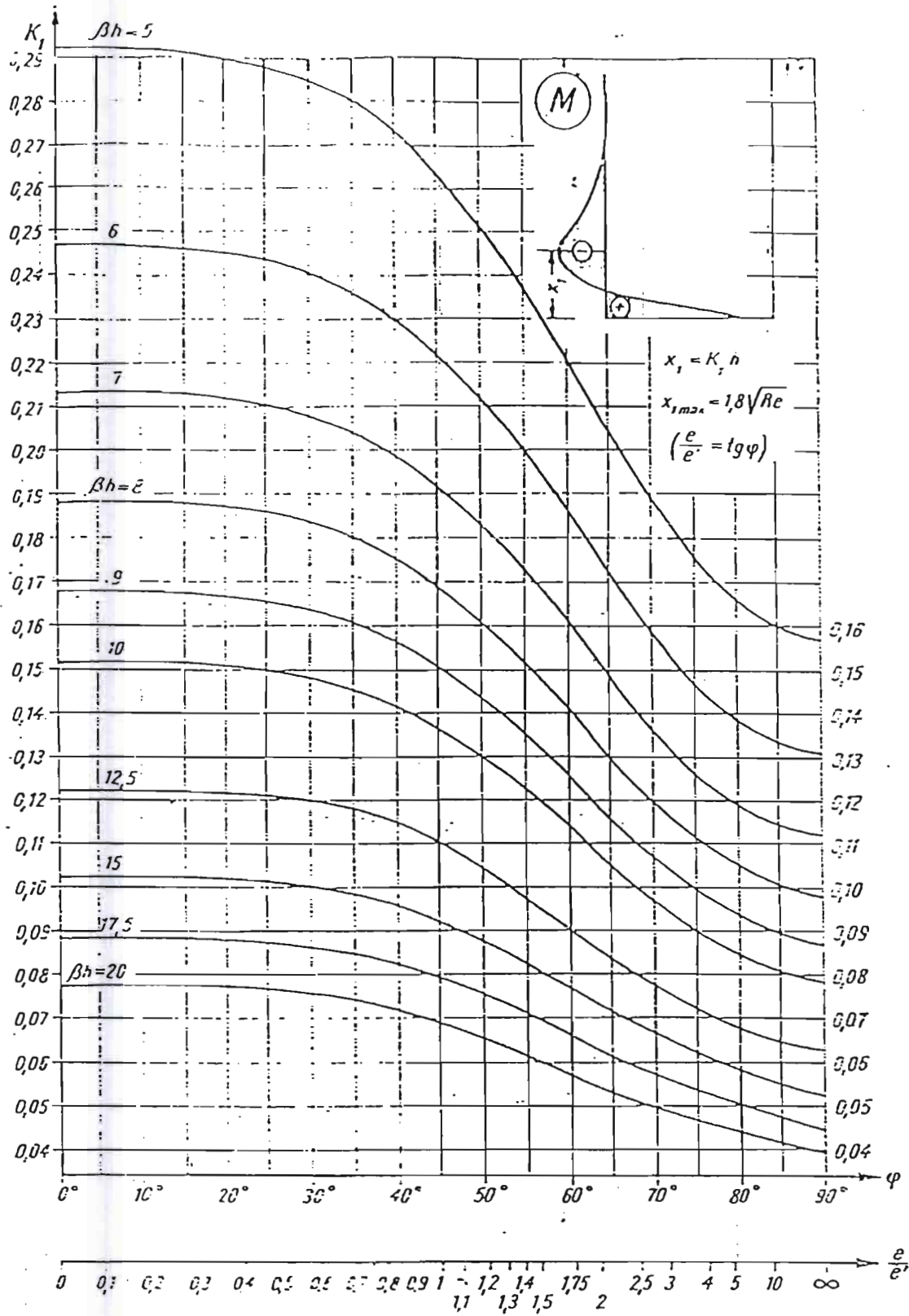


FIG. 5. — Abaque pour le calcul de l'abaisse du moment fléchissant nul.



0 0,1 0,2 0,3 0,4 0,5 0,6 0,7 0,8 0,9 1 1,1 1,2 1,3 1,4 1,5 1,75 2 2,5 3 4 5 10 ∞ $\frac{e}{e'}$

4e moment fléchissant négatif maximum.

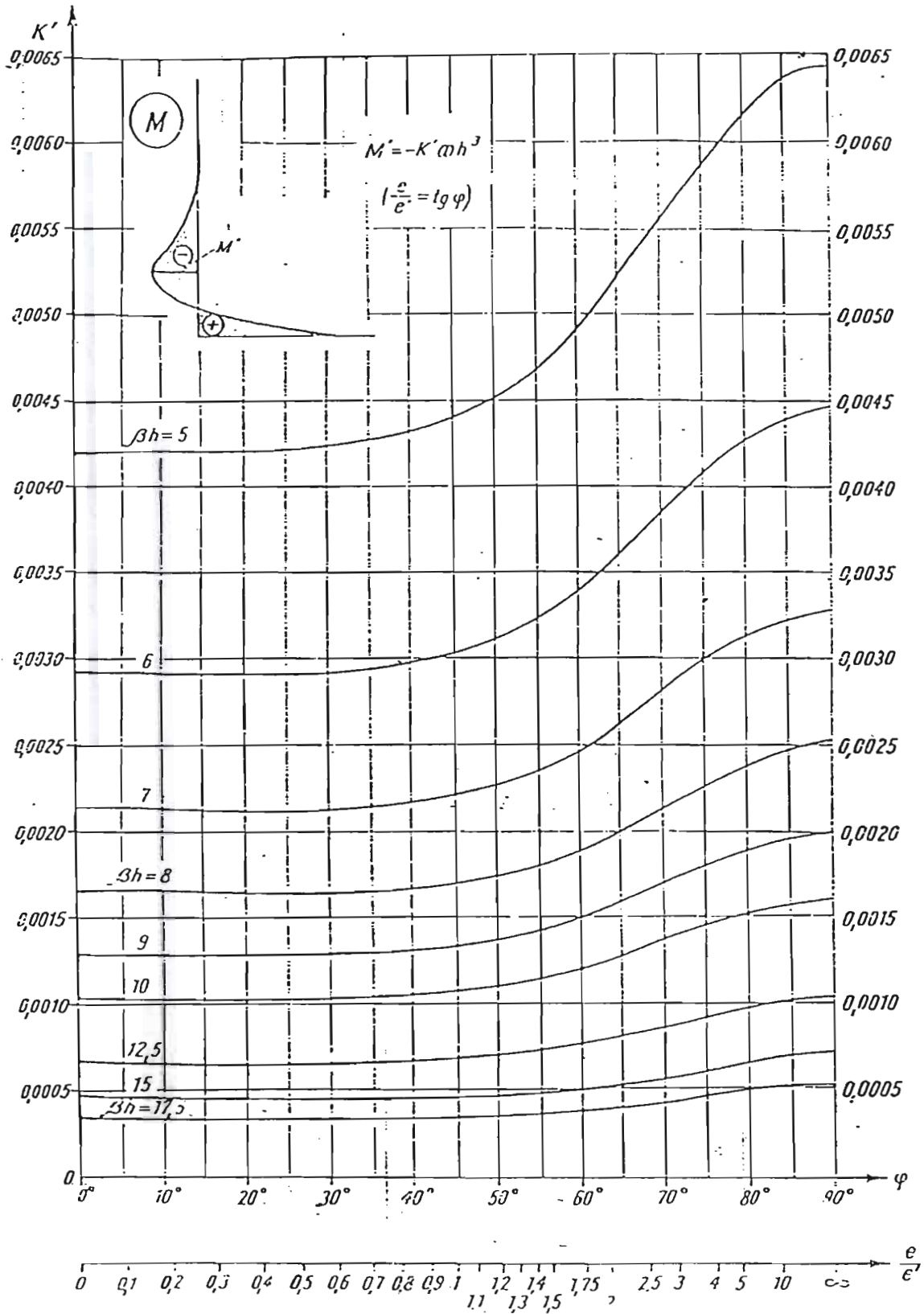


FIG. 7. — Abaque pour le calcul du moment fléchissant négatif maximum.

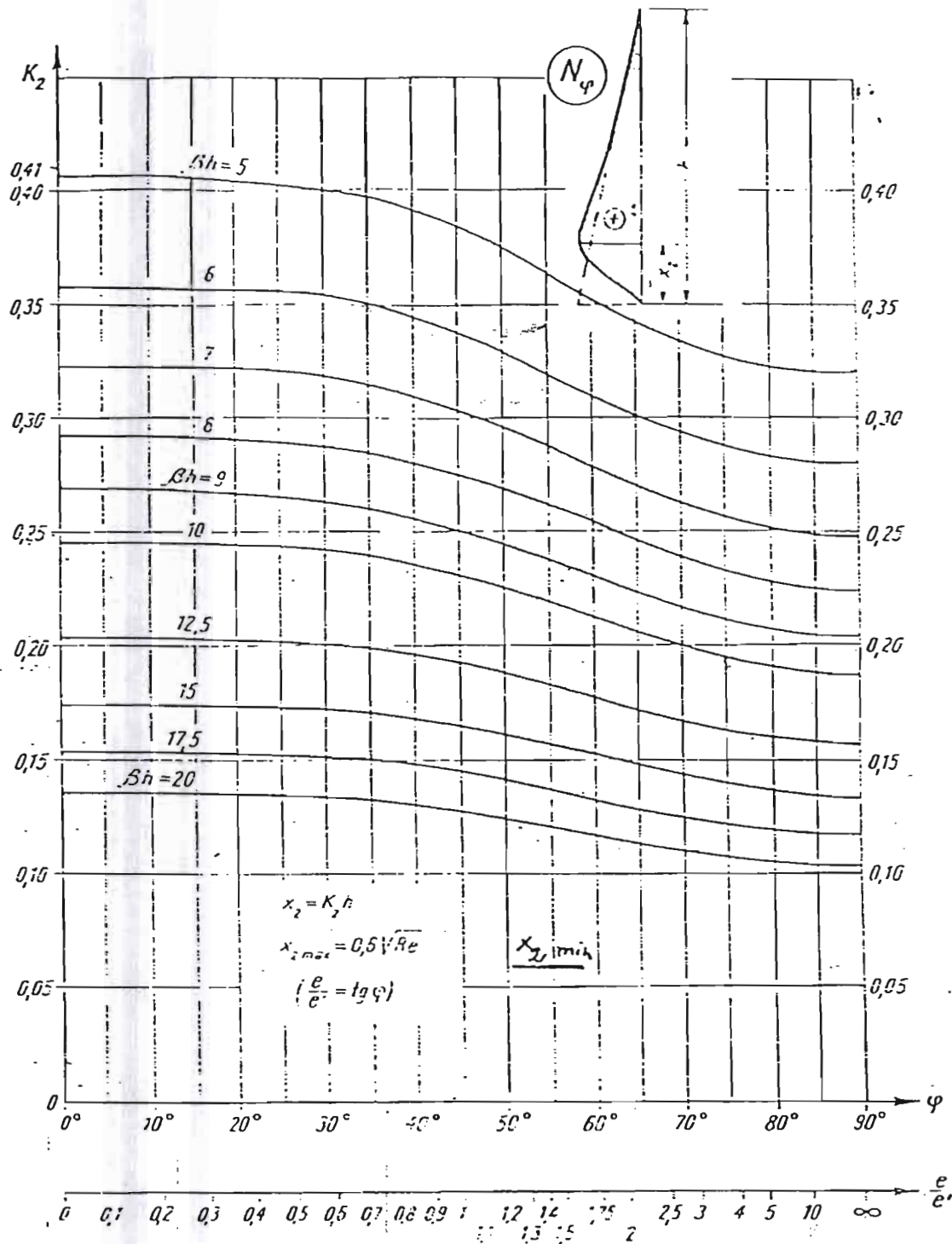


FIG. 8. Abaque pour le calcul de l'abaissement de l'effort maximum suivant les courbes.

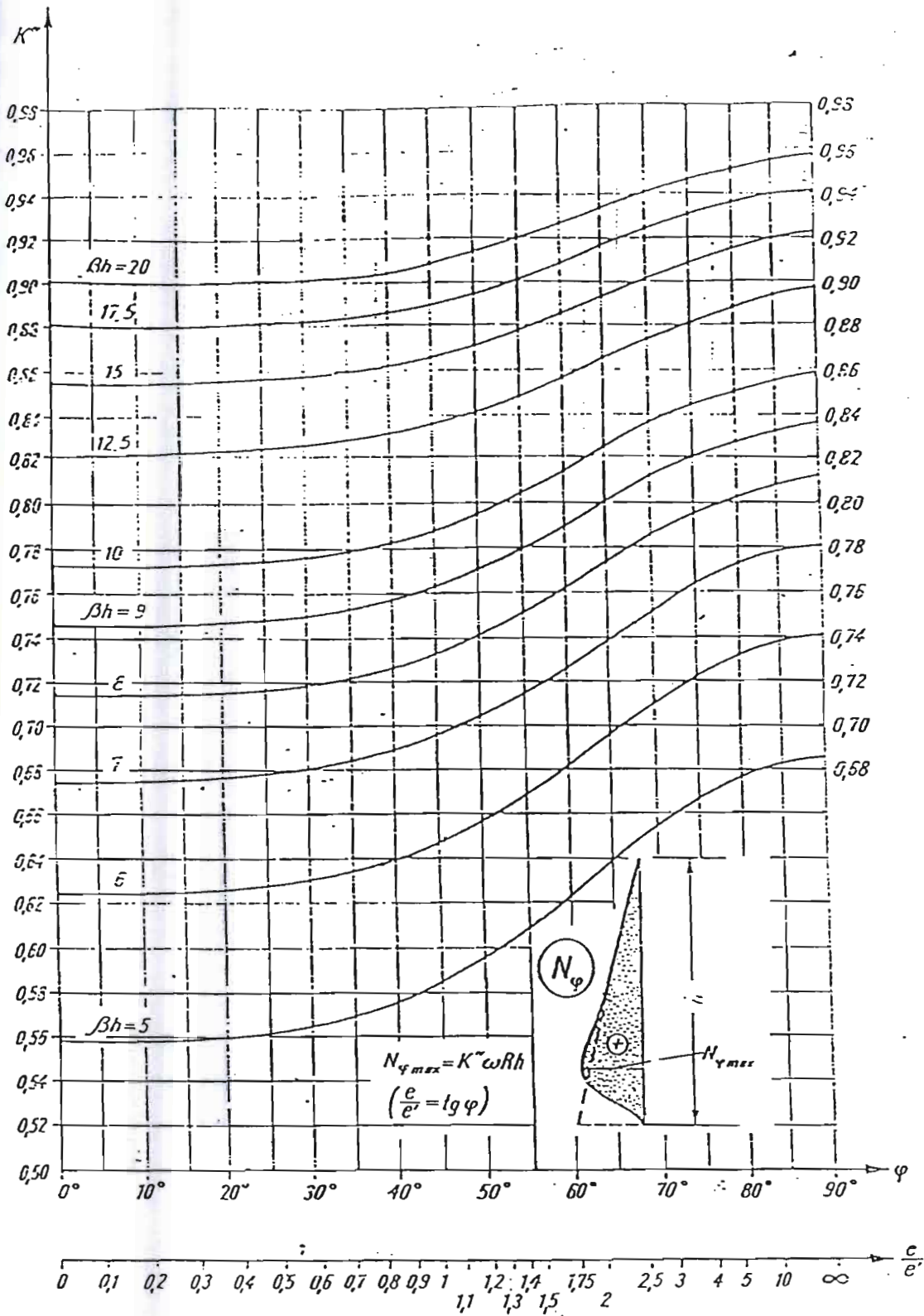


FIG. 5. - Abaque pour le calcul de l'effort maximum suivant les cercles.

Annexe 5 : Fiche d'enquêtes

▪ SUPERSTRUCTURE (cabine)

	N°	N°	N°	N°
Cabine douche et WC séparée ou non				
Type de chasse				

▪ Infrastructure (Fosses)

Dimensions				
Nbre de compartiments				
Type de raccordement				
Puisards				
Dégraisseur				
Pblme rencontrés avec la nappe / saison				

▪ Pratiques / Eaux usées

-Vidange

Méthode				
Coût				
fréquence				
destination				

- Eaux Ménagères

Destination (rue, camion, BALP, fosse) <i>caniveau</i>				
--	--	--	--	--

▪ Consommation en Eau Potable

Source de l'eau (SDE, Puit, autres)				
Quantité (facture /2 MOIS)				

▪ Problèmes rencontrés

Lors du remplissage de fosse				
Quotidiennement avec les E Ménagères				

▪ Social

Nbre de famille / concession				
Nbre de personnes / familles				

▪ Montant contribution souhaité

20 à 40 milles				
40 à 60 milles				
60 à 80 milles				
80 à 90 milles				
90 à 100 000 milles				
100 000 à 150 000 milles				

BIBLIOGRAPHIES

- [1] Marc Satin, Béchir Selmi. **Guide technique de l'assainissement**. Evacuation des eaux usées. Epuration des eaux et protection de l'environnement. Conception et composante des réseaux. Exploitation et gestion des systèmes d'assainissement. Sous la direction de Régis Bourrer. 2^e édition : Groupe Moniteur (Edition Le Moniteur), Paris, 1999
- [2] Association française pour l'étude des eaux. « **L'assainissement autonome** ». Association française pour l'étude des eaux reconnue d'utilité publique par décret du 4 juillet 1974. Centre national de documentation et d'information sur l'eau. ed. 1984.
- [3] R.Franceys. J.Pickford et R.Reed. **Guide de l'assainissement individuel**. OMS
- [4] **Mémento du Gestionnaire de l'alimentation en eau et de l'assainissement Assainissement Urbain**. Lyonnaise des eaux TOME ed.1994
- [5] F.Valiren. **Gestion des eaux. Alimentation en eau-assainissement** Cours de l'école Nationale des ponts et chaussées.
- [6] Mr Moussa Alioune Bâ. Mr Cheikh Ndiaye. **Mémoire de fin d'études pour l'obtention du diplôme d'ingénieur**. Assainissement de Ouakam. Ecole National Supérieure de Technologie. Département Génie civil. Présenté et soutenu le 26 Juin 1981
- [7] Ndoye.Séyni. **Cours d'assainissement des eaux**, Ecole Supérieure Polytechnique, 2005.
- [8] Agence de l'eau. Ministère de l'environnement. **L'assainissement des agglomérations. Techniques d'épuration actuelles et évolution**. Etude inter-Agence N° 27
- [9] D.A.OKUN et G.PONGHIS. **Collecte et évacuation des eaux usées des collectivités**. Organisation mondiale de la santé. Genève 1976.
- [10] Pierre FRAUDET et Benoît SELLE. **L'assainissement non collectif**. Brochure à l'usage des maître d'œuvre, architectes, promoteurs, entrepreneurs, enseignants, maçons. Université Cheikh Anta Diop. Ecole Supérieure Polytechnique. C.R.I.F-B .T.P
- [11] Ecken Felder. **Gestion des eaux usées urbaines et industrielles**. Caractérisation technique d'épuration. -Aspects économiques. Technique et documentation Lavoisier. 1982

[12] F. VALIRON. **Manuel d'assainissement spécifique pour les pays à faible revenu.**

Imprimé en France JOUVE 18.rues Saint-Denis 75001 Paris N°61778.Dépôt légal :

Juillet 1991

[13] **Techniques de l'ingénieur. Assainissement des agglomérations**

[14] Jean-Michel BARBIER. **Support de cours 1995-1996. Assainissement.**

MODULE ASS 1. Assainissement : Généralités. E.T.S.H .E.R OUAGADOUGOU

(BURKINA FASO). Département alimentation en eau et assainissement.

[15] Sy Silman et Tall Pape Sidy. **Projet de fin d'études : Etude de réhabilitation de la station d'épuration de Saly Portudal.** ESPT Année 2002-2003

[16] Mouhadou Lamine Diédhiou **Mémoire de DEA en Science de l'environnement et orientation de la gestion intégrée des ressources hydriques**

Soutenance à la fondation Luxembourgeoise en Belgique. Année académique : 2001 / 2002