

UNIVERSITE CHEIKH ANTA DIOP DE DAKAR
ECOLE SUPERIEURE POLYTECHNIQUE

Centre de Thiès



GC.0012

Département de Génie Civil

Projet de fin d'études

En vue de l'obtention du **Diplôme d'Ingénieur de Conception**

TITRE :

**Conception et dimensionnement d'un réseau
d'alimentation en eau potable et d'un système
d'évacuation des eaux usées de
la nouvelle ville de DIAMNIADIO**

Présenté par : **Pape Mamadou DIOUF**

Oumar DIOUF

Directeurs : **M. Séni TAMBA**

M. El Hadji Bamba DIAW

Co- directeur : **M. Serigne TOURE**

Juillet 2005

Dédicaces de Pape Mamadou DIOUF

Je dédie ce travail :

- ☛ A mes parents pour le soutien indéfectible qu'ils ont manifesté à mon égard durant tout notre cursus scolaire.
- ☛ A mes frères et sœurs, cousins et cousines.
- ☛ A mes amis et camarades de promotion
- ☛ A mon camarade Oumar DIOUF pour avoir voulu travailler avec moi dans ce projet.

Dédicaces de Oumar DIOUF

Je dédie ce travail :

- ☛ A mon père qui nous a quitté en cours de route, que la terre lui soit légère ;
- ☛ A mon oncle Omar Mboth FAYE, pour tout ce qu'il a fait pour moi, je ne saurais le remercier ;
- ☛ A mon oncle Kor FAYE, pour son soutien de taille ;
- ☛ A ma mère pour sa compréhension et son soutien indéfectible ;
- ☛ A mon cousin El hadji Abdoul Hamid FAYE, pour sa disponibilité, son soutien et ses précieux conseils ;
- ☛ A l'ensemble de mes frères et sœurs, cousins et cousines ;
- ☛ A l'ensemble de mes amis et camarades de promotion ;
- ☛ A mon camarade Pape Mamadou DIOUF pour avoir voulu travailler avec moi dans ce projet.

REMERCIEMENTS

Après avoir rendu grâce à ALLAH Seigneur des mondes, Nous adressons nos sincères à tous ceux qui de près ou de loin ont contribué à l'aboutissement de ce travail.

Nous voudrions remercier particulièrement :

- Monsieur Sény TAMBA, professeur à L'E.S.P. pour sa contribution, sa disponibilité et ses précieux conseils
- Monsieur El Hadji Bamba DIAW, professeur à L'E.S.P. pour sa contribution, sa disponibilité et ses précieux conseils.
- Monsieur Sérigne TOURE, ingénieur, notre directeur externe pour sa large contribution.
- Monsieur Seyni NDOYE, professeur à L'E.S.P pour sa contribution.
- Monsieur Ghislain DIATTA, Technicien à la S.D.E pour les renseignements précieux.
- Monsieur Mamadou SARR, chef du département génie civil, pour son soutien à l'élaboration de ce document.
- A l'ensemble du corps professoral de L'E.S.P centre de Thiès pour l'enseignement de qualité qu'il nous ont dispensé durant toutes ces années d'études.
- Aux membres de l'administration de L'E.S.P
- Aux membres et à l'administration du COUD
- A l'ensemble de nos camarades de promotion.

1-11 Le réseau de distribution.

Le réseau de distribution d'eau potable est un ensemble de conduites interconnectées fonctionnant sous pression, et qui assurent l'alimentation de la ville à partir des réservoirs. A cela, il faut ajouter les accessoires du réseau qui permettent une bonne exploitation et un bon entretien de ce dernier. Parmi ceux-ci on peut citer les vannes de sectionnement, les vannes de réduction de pression, les poteaux d'incendie, les compteurs, les ventouses etc.

Le système d'alimentation de ce réseau doit permettre de fournir le débit de consommation variable à une pression relativement constante.

Le réseau d'alimentation en eau potable doit présenter une bonne sécurité d'approvisionnement de toutes les parties de l'agglomération.

Ceci implique un bon maillage du réseau et la pose de vannes de sectionnement. Ainsi, il serait possible d'isoler un tronçon du réseau tout en maintenant l'alimentation dans les conduites voisines.

La modélisation se fera tout en vérifiant que le dimensionnement du réseau permettra d'avoir une pression d'au **moins 1 bar** à chaque nœud et une vitesse comprise entre **0.6 m/s** et **2.5 m/s** dans tout le réseau de distribution.

A - Ossature du réseau

L'imbrication entre les réseaux d'alimentation d'eau potable et la trame urbanistique de la ville, comme le plan de voirie, la répartition des bâtiments et leur taux d'occupation est très étroite. L'ossature du réseau de distribution d'eau potable est dictée par l'ossature du réseau routier.

On distingue principalement deux sortes de réseaux de distribution :

A-1 : Le réseau ramifié ou étoilé

Cette ossature est caractérisée par une alimentation à sens unique. Tout tronçon qui doit être mis hors service entraîne la mise hors service de toutes les conduites en aval. Ce réseau présente moins de facilité dans l'exploitation et l'entretien. Il est inusité pour les grandes agglomérations.

A-2 : Le réseau maillé

Ce type de réseau offre des avantages hydrauliques particulièrement intéressants puisqu'il permet l'alimentation en un point par plusieurs directions.

On peut ainsi isoler une conduite tout en maintenant l'alimentation dans les canalisations situées en aval de celle-ci réduisant ainsi au minimum la surface privée d'eau.

Ce type est mieux adapté dans les grandes villes. Cependant, il peut conduire à des coûts de construction et d'entretien très élevés.

Ainsi, pour la conception de notre réseau, nous adopterons un type de réseau intermédiaire : le réseau mixte.

A-3 : le réseau mixte.

C'est un réseau intermédiaire comportant à la fois les deux types cités plus haut. Il offre globalement les mêmes avantages hydrauliques que le réseau maillé. Cependant grâce à la réduction des pièces spéciales utilisées au niveau des intersections telles que les croix et les Tés, on aboutit généralement à des coûts de construction moins élevés que précédemment.

Nous avons conçu notre réseau de distribution en réalisant un réseau mixte du fait de la grandeur de la ville et des différents avantages économiques qu'offre un tel réseau.

A- 4 : la sectorisation du réseau

Dans le souci d'une bonne exploitation du réseau, on peut le diviser en plusieurs secteurs plus ou moins indépendants. Cette sectorisation se fait à l'aide de vannes d'isolement. Ainsi notre réseau est divisé en cinq secteurs. Le plan de sectorisation est montré en annexes.

B - Les dispositions constructives du réseau

Les grandes agglomérations sont de nos jours équipées de plusieurs types de réseaux autres que celui de l'alimentation en eau potable. Parmi ceux-ci on a les réseaux téléphonique, électriques, les réseaux d'égouts sanitaires et pluviaux. Ces réseaux suivent aussi en général le tracé des routes. Tous ces réseaux placés le long des voiries peuvent parfois prêter à confusion lors des différentes interventions sur ces derniers. Il s'avère donc important lors de la conception de notre réseau de préciser la disposition des conduites par rapport aux autres. Ceci est illustré à la figure suivante

Ainsi nous adoptons la disposition des conduites à 2.00 mètres à partir des accotements de la chaussée.

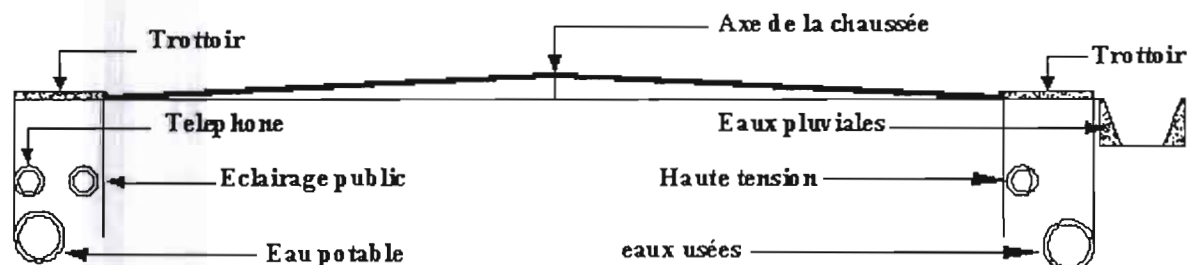


Figure 4: Disposition des canalisations au niveau de la voirie

SOMMAIRE

Le but de ce travail était de concevoir un réseau d'alimentation en eau potable et un système d'évacuation des eaux usées de la nouvelle ville de Diamniadio. De même il était question de procéder au dimensionnement des ouvrages accompagnant ces différents réseaux.

Ce projet est une initiative du gouvernement du Sénégal dans le but de gérer l'expansion démographique de l'agglomération de Dakar mais aussi de créer un pôle de développement susceptible d'atténuer l'exode des populations vers la capitale.

La future ville a une superficie d'environ 4000 hectares et une population estimée à 400000 habitants. Elle comporte presque tous les secteurs d'activités et présente particulièrement un caractère industriel.

Les études qui ont été menées dans le cadre de ce projet et ayant permis son aboutissement ont suscitées une démarche bien élaborée. Elle consistait tous d'abord à recueillir les données de bases auprès des autorités communales et le plan d'urbanisme de la ville. Elles sont indispensables pour la suite du projet et sont constituées de la démographie, de la nature et de l'occupation du sol mais aussi des réseaux et infrastructures existants. Ces données nous permettent d'aboutir en second lieu à la planification et à la conception des réseaux.

Cette étape déterminante était l'occasion de mettre au point les composantes et les paramètres de calculs des réseaux en se basant parfois sur des hypothèses et dans le respect des critères de conception. Dans le calcul de ces derniers, on a fait usage de logiciels élaborés et adaptés aux domaines de l'hydraulique notamment Epanet 2.0 et Mensura version 4. Ainsi selon les caractéristiques et les performances recherchées, ces réseaux sont accompagnés d'ouvrages tels que les regards, les réservoirs, etc ; dont leur choix et leur dimensionnement a été déterminant. Les principaux résultats à l'issue de cette étude sont pour l'alimentation en eau : l'obtention d'un réseau long de 170.16 Km de conduite avec des diamètres allant de 63 à 600 mm mais aussi une pression minimale de 15 m.c.e pendant les heures de pointe au niveau de tous les nœuds de demande et vitesses d'écoulement acceptables ; la mise en place de 6 réservoirs d'équilibre d'une capacité de 1020 m³ chacun.

Pour le réseau des eaux usées d'une longueur de 44.77 Km, on se retrouve avec des conduites de diamètre variant de 250mm à 800mm. Ici les vitesses d'écoulement sont comprises entre 0.22 et 2.27 m/s. les ouvrages annexes sont composés de 881 regards distants de 50 à 83m, 2 stations de pompage d'eaux usées et 28 cylindres formant les réservoirs de chasse.

L'analyse des résultats révèle la vérification des conditions d'auto curage dans presque toutes les canalisations d'eaux usées et l'existence de vitesse parfois faibles dans certaines conduites de distribution d'eau potable.

TABLE DES MATIERES

Liste des figures	IX
Liste des tableaux	X
Liste des abréviations	XI

INTRODUCTION	1
--------------------	---

PREMIERE PARTIE : GENERALITES

I- Présentation de la ville de Diamniadio	3
II- Etude démographique.....	3
III- Etude socio économique.....	4
IV- Evaluation de la situation existante.....	5
V- Etudes Topographiques et hydrogéologiques.....	5
1- La Topographie.....	5
2- L'hydrogéologie.....	5
VI- Type et mode d'occupation du sol.....	6

DEUXIEME PARTIE : ALIMENTATION EN EAU POTBLE

I – La demande en eau	9
1 – Estimation de la consommation.....	9
1 - 1 - Consommation domestique.....	9
1 - 2 – Consommation commerciale.....	11
1 – 3 – Consommation industrielle	11
1 – 4 – Besoins en eau pour la lutte contre les incendies.....	12
1 – 5 – Les usages publics.....	13
1 – 6 – Les pertes	13
2 – Variation de la consommation.....	13
3 – Durée des pointes et leur intensité.....	15
4 – Evaluation de la demande	16
5 – Le débit journalier moyen $Q_{j\text{ moyen}}$	20
II – Conception et Dimensionnement du réseau de distribution	21
1 – Conception du réseau	21
1 – 1 - Composantes du réseau	21
1 – 2 - La source d'alimentation	21
1 – 3 - Le réservoir d'eau potable	21

1 – 4 - La réserve d'équilibre	22
1 – 5 - La réserve d'incendie	22
1 – 6 - Les réserves d'urgence et production	22
1 – 7 - La réserve maximale	23
1 – 8 - La réserve souhaitable	23
1 – 9 - La réserve minimale	23
1 – 10 - Le système de distribution	23
1 – 11 - Le réseau de distribution	24
A – Ossature du réseau	24
A-1 Réseau ramifié.....	24
A-2 Réseau maillé.....	24
A-3 Réseau mixte	25
A-4 Sectorisation du réseau	25
B – Les dispositions constructives du réseau.....	25
1 – 12 - Les accessoires du réseau	26
A – Les poteaux d'incendie.....	26
B – Les vannes.....	26
2 – Dimensionnement du réseau	27
A – Calcul du débit de design	27
B – Les pertes de charges	27
3 – Simulation du réseau	28
3 – 1- Présentation du logiciel Epanet	29
3 – 2- Méthode de calcul du logiciel.....	29
3 – 3- Les paramètres d'entrée du réseau	29
3 – 3 – 1 Les nœuds de demande	29
3 – 3 – 2 Les réservoirs	30
3 – 3 – 3 Les bâches infinies	30
3 – 3 – 4 Les conduites	30
3 – 3 – 5 Les vannes	31
3 – 4- Les résultats du dimensionnement	31
3 – 5- Analyse des résultats	33
III – Dimensionnement des ouvrages	34
1 – La conduite d'adduction	34
2 – La bâche	34

3 – Le réservoir de tête	35
4 – Le choix de pompe	36
5 – Les réservoirs d'équilibre	38

TROISIEME PARTIE : EVACUATION DES EAUX USEES

Introduction	41
I – Généralités	41
1 – Le choix du système	41
2 – Population desservie	42
3 – Les bassins de collecte	42
4 – La période de design	42
II – Evaluation des débits d'eaux usées	42
1 – Eaux usées domestiques	43
2 – Eaux usées industrielles	43
3 – Eaux usées des services publics	43
4 – Eaux usées commerciales	44
5 – Eaux usées parasites	44
III – Variation des débits d'eaux usées	44
1 – Coefficient de pointe	45
2 – Calcul du débit de design	45
IV – La planification du réseau	46
V – La conception du réseau	46
VI – Dimensionnement du réseau	47
1 – Présentation du logiciel Mensura version 4	47
2 – Les paramètres d'entrée du logiciel	48
2 – 1 Les bassins de collecte des eaux usées	48
2 – 2 Les débits d'eaux usées	48
2 – 3 Les facteurs de pointe	48
2 – 4 Méthodes de dimensionnement	49
3 – Les résultats du dimensionnement	50
VII – Analyse des résultats	52
VIII – Les ouvrages annexes	53
1 – Les réservoirs de chasse	53
2 – Les stations de relèvement	54

2 – 1 La bêche de reprise	55
2 – 2 Les pompes	57
2 – 3 Les grilles	57
3 – Les regards	58
IX – Les dispositions constructives	59
1 – Les matériaux de construction des égouts	59
2 – Les méthodes construction des égouts	59
3 – Tracé en plan et profils en long des conduites	60
4 – Profondeur de pose des conduites.....	61
QUATRIEME PARTIE : EVALUATION DES QUANTITES	
I - Quantités pour l'alimentation en eau.	63
1 – le linéaire des conduites de distribution	63
2- Les pièces Spéciales	63
3 – Les Ouvrages et leurs équipements	66
II – Quantités pour l'évacuation des eaux usées	66
1 – le linéaire des conduites d'égouts.	66
2 – Les ouvrages annexes	67
Conclusion et Recommandations	68
Bibliographie	70
Annexes	
Annexes 1	71
Annexes 2	80
Annexes 3	92
Annexes 4	100
Annexes 5	113

LISTE DES FIGURES

Figure 1 : Coupe géologique	7
Figure 2: Courbe de modulation	15
Figure 3 : Schéma du système de distribution	23
Figure 4: Disposition des canalisations au niveau des voiries	25
Figure 5 : réservoir sur terre	35
Figure 6: Réservoir de tête	35
Figure 7: Distribution des débits en route	50
Figure 8: Bâche de reprise à parois inclinées.....	55
Figure 9: Bâche de reprise	56
Figure 10 : Profil en Long Axe R241-R261	60
Figures 11 : regards d'égouts	115
Figures 12 : Station de relèvement d'eaux usées	116
Figures 13 : Poteau d'incendie	114

LISTES DES TABLEAUX

Tableau 1 : Estimation de la consommation totale au niveau des habitations	10
Tableau 2 : Consommation en eau des équipements	11
Tableau 3 : consommation en eau dans l'industrie	12
Tableau 4: Coefficients multiplicateurs	16
Tableau 5: Extrait du tableau des caractéristiques et consommations des mailles	18
Tableau 6: Extrait du tableau des caractéristiques et demandes au niveau des nœuds	19
Tableau 7 : Hypothèses de consommation	20
Tableau 9 : Etat des nœuds de demande à 6 :00heures	32
Tableau 10 : Etat des tuyaux à 6 :00heures	33
Tableau 11: Caractéristiques des réservoirs de tête	36
Tableau 12 : Positions et caractéristiques des réservoirs d'équilibre	39
Tableau 13 : Résultats du Dimensionnement (eaux usées)	51
Tableau 14: Caractéristiques et dispositions des réservoirs de chasse	54
Tableau 15 : Caractéristiques des stations de relèvement	58
Tableau 16 : Longueur total des conduites selon le diamètre	63
Tableau 17 : Type de Bouchon	64
Tableau 18 : Type de Té	64
Tableau 19 : Type de coudes	64
Tableau 20 : Type de croix	64
Tableau 21 : Type de cônes	65
Tableau 22 : Type de vannes	65
Tableau 23 : Conduites menant vers les réservoirs d'équilibre	66
Tableau 24 : Estimation du linéaire des conduites	67
Tableau 25 : Récapitulatif des Ouvrages	67

LISTE DES ABREVIATIONS

ALG : Conduite d'alimentation du lac de Guiers

CES : collège d'enseignement secondaire

DGPRES : Direction de la Gestion et de la Planification des Ressources en Eau

EP+M : école primaire +maternelle

EPA: Environmental Protection Agency

F : Foyer

IGH:

LG : Lycée d'enseignement général

MQ : Marché du quartier

MV + II : Mosquée du vendredi + institut Islamique

OMS : Organisation Mondiale de la santé

OPT: Poste et Télécommunication

ON : ONAS

PS : Poste de santé

PMI : centre de protection maternelle et infantile

SOT: SONATEL

SEN: SENELEC

SON : SONES

SDE : Sénégalaise des eaux

ZAC: Zone d'aménagement Concertée

INTRODUCTION GENERALE

L'eau constitue une denrée essentielle dans la vie de tout individu. Donc, sa maîtrise et sa disponibilité en quantité suffisante et en qualité doivent être une des premières préoccupations d'une quelconque agglomération. Mais, l'amenée de l'eau, son traitement, son stockage, et sa distribution, ainsi que l'ensemble des ouvrages d'évacuation des eaux usées et pluviales produites par la ville, représentent des capitaux considérables à mobiliser.

Elle est donc une industrie fortement capitalistique, qui oblige des montages financiers délicats et requiert un fort professionnalisme des exploitants pour obtenir un coût faible de service, rendant possible son extension à tous.

Mais une fois cette eau est accessible à tous, il se pose un autre problème dans la cité : celui de l'évacuation des eaux usées et pluviales qui peuvent être à l'origine de gros désagréments. C'est ainsi qu'entre en ligne l'assainissement des agglomérations qui a pour but d'assurer la collecte, le transit, au besoin la rétention de l'ensemble des eaux polluées, pluviales et usées, de procéder aux traitements avant leur rejet dans le milieu naturel par des modes compatibles avec les exigences de la santé publique.

La nouvelle ville de Diamniadio, qui fait l'objet de cette étude est une initiative du gouvernement du Sénégal dans le but gérer l'expansion démographique de l'agglomération dakaroise. En effet le site constituera aussi un pôle de développement susceptible de freiner l'exode des populations avec l'implantation de plusieurs unités industrielles et commerciales. Ainsi, compte tenu de l'importance que revêt cette future ville, il s'avère nécessaire de mener une bonne étude allant dans le sens de la gestion et l'optimisation de l'eau devenue une denrée de plus en plus rare. C'est dans ce cadre que s'inscrit ce présent travail.

En effet, notre étude porte sur le volet hydraulique et se présentera comme suit : Dans un premier temps, il s'agira de concevoir et de dimensionner le réseau d'alimentation en eau potable de la ville ; en second lieu le travail sera accès sur la conception d'un système d'évacuation des eaux usées pour enfin finir par l'évaluation des quantités globale en vue d'une évaluation financière et les éventuelles recommandations.

PREMIERE PARTIE : GENERALITES

I - Présentation de la ville de DIAMNIADIO

La ville actuelle de Diamniadio est une commune se situant à l'Est de l'agglomération dakaroise. Elle se situe à l'intersection des deux principales voies de communication qui relient Dakar au reste du Sénégal.

Ainsi, Dakar est relié aux régions Sud et Est par la route nationale 1 (RN1) et aux régions Nord et Centre par la route nationale 2 (RN2).

La nouvelle ville qui fait l'objet de notre étude englobe la totalité du territoire de la commune. Elle est limitée :

- ❖ au Nord par la conduite d'Alimentation du lac de Guiers (ALG) et la commune rurale de Sangalkam,
- ❖ au Sud par la communauté rurale de Yenne,
- ❖ au Sud – Ouest par la commune de Bargny,
- ❖ à l'Est par la commune de Sébikotane.

II - Etude démographique

La commune de Diamniadio compte actuellement environ 5000 habitants avec l'intégration dans son nouveau découpage des villages de Sébikotane – Ponty, Denny Boubacar, Mbouka Bambara, etc.

Sa position de carrefour de circulation à l'entrée de Dakar vers les autres régions du pays y amène un afflux important de nouveaux immigrants du fait des problèmes aigus de logement dans l'agglomération dakaroise.

Pour gérer cette situation, le gouvernement a pris un certain nombre de mesures dont la plus importante est la création sur le site d'une ville nouvelle.

En effet, Diamniadio a été reconnu par les autorités du pays comme un des principaux points de fixation de l'expansion démographique de la capitale. Cet état de fait et sa situation géographique ont permis de choisir Diamniadio comme ville nouvelle à aménager de toute urgence pour contrôler les occupations irrégulières qui ont commencé à s'y développer.

Compte tenu de la forte concentration des industries, de l'artisanat, des équipements, des zones agricoles, des réserves pour le commerce de gros, et de la nature de ville carrefour, la population future de la ville est estimée à 400.000 habitants et sera répartie en 4 grandes unités urbaines.

Cette estimation a été faite sur la base de 10 habitants par parcelle en raison de 10 parcelles par hectare, sur une superficie totale d'environ 4000 ha.

III - Etude socio-économique

Originellement, les activités de Diamniadio étaient essentiellement l'agriculture et l'élevage. Mais du fait de sa position géographique de carrefour et de sa proximité avec la ville de Dakar, elles se sont fortement diminuées ces dernières années du fait d'une certaine activité économique plus ou moins importante qui commence à s'y développer.

L'importance des activités économiques de toutes sortes sera renforcée avec l'implantation de la future ville et son lot d'équipement en établissements industriels, artisanaux et commerciaux, ainsi que de la réalisation de plusieurs opérations de Zone d'Aménagement Concertée (ZAC). La ville nouvelle de Diamniadio sera dotée de tous les équipements modernes de confort collectif. A titre d'exemple, nous citerons le marché aux poissons, le marché de fruits et légumes, la gare des gros porteurs, la gare ferroviaire, deux gares routières, l'Université du Futur Africain, le marché d'intérêt national, la SODIDA II qui abritera plusieurs sortes d'industries.

Les activités sportives et culturelles ne demeurent pas en reste car le nouveau plan d'urbanisme prévoit l'aménagement d'équipements sportifs et culturels.

IV - Evaluation de la situation existante

La connaissance des structures actuelles de la ville en matières d'alimentation en eau et d'assainissement, nous facilitera dans la conception des réseaux envisagés, le choix du point de captage, la détermination de l'exutoire, etc. La commune de Diamniadio qui compte actuellement environ 5000 habitants est alimentée par un réseau de type ramifié. Ce réseau est approvisionné à partir de la conduite d'Alimentation du lac de Guiers (ALG), située au nord de la commune par une conduite $\Phi 400$ traversant presque toute la zone à aménager. Deux forages sont aussi notés dans la zone près du village de Déni Boubacar Diop. Cependant ces forages datés de 1958 ne fonctionnent plus maintenant.

Contenus dans les calcaires karstiques du Paléocène, ces forages produisaient des débits allant jusqu'à 200 m³/h. Au total depuis le début de l'exploitation (décembre 1958), près de 85000000 m³ ont été exploités.

La conséquence directe de cette surexploitation est traduit par une réduction considérable de la réserve mais aussi une salinisation des eaux avec l'avancé des eaux salées de la mer. Dès lors ces forages sont abandonnés au profit de l' A.L.G.

Dans le cadre de l'assainissement, la commune actuelle de Diamniadio est démunie d'un système d'assainissement élaboré qui permet la collecte et le traitement adéquat des eaux usées avant leur rejet dans le milieu naturel.

V - Etudes topographiques et hydrogéologiques

1 - La topographie.

La topographie revêt une importance capitale dans l'étude d'un projet d'assainissement. En effet, elle joue un rôle essentiel dans les écoulements gravitaires et impose le plus souvent l'ossature du réseau qui doit épouser au maximum le terrain naturel. Cependant en terrain plat, on doit recourir parfois à des stations de relèvement dans les réseaux d'eaux usées pour palier un approfondissement éventuel des canalisations. Le relief, les chemins de ruissellement, le sens d'écoulement sont aussi autant d'éléments topographiques et morphologiques nécessaires à l'analyse hydrologique des bassins versants. Les études topographiques qui ont été effectuées dans la zone de Diamniadio ont montré que le relief est relativement homogène. Cependant on a noté une zone de haute altitude allant du nord de la route nationale N°2 à l'université du Futur Africain, avec des côtes variant de 21m à 36 m. Contrairement au nord, la zone sud et sud-est limité par le village de Ndoukoura Peul est la plus basse du territoire avec des altitudes variant de 2.00 m à 10.15 m. le reste du territoire, longeant la RN2 d'est en ouest est relativement plat où les dénivellations sont faibles, de l'ordre de 2 m sur de grande distance.

2 - L'hydrogéologie

L'étude hydrogéologique dans le cadre de ce travail consistera à identifier les différentes réserves d'eaux souterraines dans le but de déterminer éventuellement une source d'approvisionnement en eau potable.

Dans la zone d'étude, qui commence à partir de Sébikotane, la principale nappe rencontrée est de formation paléocène. Elle est dénommée la nappe du compartiment de sébikotane et est contenue dans les calcaires karstiques du Paléocène.

Elle est limitée à l'est et à l'ouest respectivement par les failles de sébikotane et de william ponty.

Cette nappe est captive et pouvait fournir auparavant jusqu'à 28000 m³/j par l'intermédiaire de 4 forages.

A l'ouest du compartiment de sébikotane c'est-à-dire au nord de la commune actuelle se développe une épaisse série de marnes éocènes imperméables.

Du nord au sud, ces calcaires s'enfoncent vers le village de Ndomboussane et se relèvent progressivement pour affleurer dans le marigot de panthior.

Au sud de la zone vers Ndoukoura Peul on retrouve le Maestrichtien qui s'étend sur l'ensemble du massif de Ndiass. Cependant cette nappe qui imprègne dans l'ensemble des formations peu perméables n'est pas susceptible d'une exploitation de grande envergure. Elle satisfait aux besoins des petits villages environnants.

VI - Type et mode d'occupation du sol

Les réseaux d'alimentation en eau potable et d'assainissement d'une ville sont étroitement liés au mode d'occupation du milieu et à la pédologie. En effet, ces réseaux suivent le tracé de la voirie urbaine, mais leurs structures et donc leur coût varie suivant des lois qui sont fonctions de la densité, du type d'habitat, de la topographie et de l'organisation des zones de vie et d'activités. D'autre part, le taux d'imperméabilisation des sols varie avec le système d'urbanisation et peut conduire à une augmentation des débits de ruissellement dans les tuyaux pour l'évacuation des eaux. Ces différents facteurs montrent la nécessité d'étudier la nature et l'occupation du sol lors de la conception de ces réseaux.

Nous n'avons pas effectué dans le cadre de ce travail des études de sol au niveau de la ville de Diamniadio. Cependant les renseignements obtenus au niveau de la D.G.P.R.E. (Direction de la Gestion et de la Planification des Ressources en Eau), nous permettent à travers les coupes géologiques des forages de la zone d'avoir un aperçu sur la stratification des couches de sol. A travers ces coupes nous remarquons la présence en grande partie des marnes qui ont une faible perméabilité. Ainsi nous avons le schéma du log stratigraphique suivant :

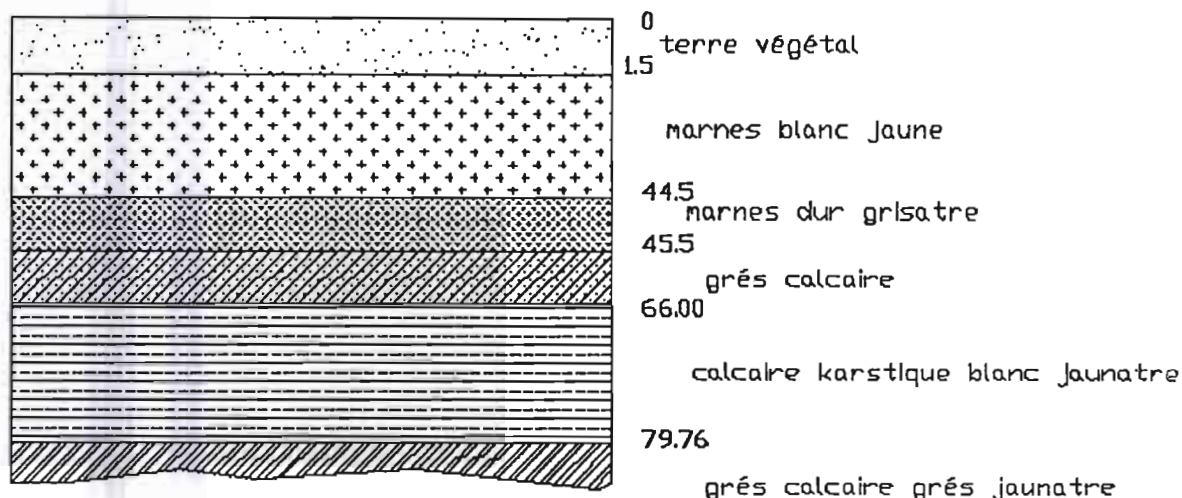


Figure 1 : Coupe géologique

Selon le plan d'urbanisme, la nouvelle ville de Diamniadio est composée de quatre unités urbaines englobant environ une superficie totale de 4000 ha. L'occupation de cette aire se présente ainsi :

- Les habitations de toute nature et les zones à restructurer représentent 32.36% de la superficie totale de la zone à aménager, soit donc 1294.4 ha.
- Les grands équipements de la ville dans les différents secteurs d'activités que sont : le commerce, le transport, le tourisme, le tertiaire, l'éducation, le sport, la santé, l'administration, le culturel et le social occupent 22.44% soit une superficie de 897.6 ha.
- Les zones industrielles réparties dans les 4 unités représentent 10.86% de la superficie de la ville soit une aire de 434.4 ha.
- Les zones agricoles occupent 12.83% ce qui constitue une aire de 513.2 ha.
- L'artisanat occupe 2.17% de l'aire totale c'est-à-dire 86,8 ha.
- Les infrastructures routières représentent 19.32% soit 772.8 ha.

Cette répartition révèle une fois de plus le caractère industrialisé mais aussi agricole de la future ville de Diamniadio. De plus les infrastructures routières occupent une place de choix compte tenu de la position de ville carrefour que revêt Diamniadio.

DEUXIEME PARTIE : ALIMENTATION EN EAU POTABLE

Une bonne étude de l'alimentation en eau potable d'une agglomération nécessite la connaissance de certains paramètres fondamentaux pour le bon dimensionnement du réseau de distribution. L'hypothèse de base est que ce réseau est dimensionnée pour 400 000 habitants qui est la population à terme de la future ville de Diamniadio.

I - LA DEMANDE EN EAU

Tout d'abord, commençons par donner quelques définitions qui peuvent être utiles pour la suite du travail.

- Consommation unitaire et globale

C'est le rapport de la production moyenne journalière et de la population desservie. Elle est aussi appelée consommation moyenne.

$$\text{CUG} = \frac{\text{Production_journalière_moyenne_à_l'usine}}{\text{Population_desservie}} \text{ en litres / habitants / jours}$$

- Consommation moyenne annuelle

C'est le volume d'eau consommée pendant un an en m³.

- Consommation journalière moyenne

C'est le volume d'eau consommée pendant un an divisé par 365 jours en m³.

1 - Estimation de la consommation

Les consommations en eau varient beaucoup selon les conditions locales et reflètent d'une certaine façon le niveau de vie d'une population.

L'estimation de cette consommation est basée sur la consommation journalière moyenne et sera suivie d'une étude des variations des consommations pour des périodes de temps plus brèves, par exemple, un jour ou une heure.

La demande est le besoin en eau exprimé pour les consommations domestiques, commerciales et industrielles. A côté de ces consommations il y'en a d'autres tels que les usages publics et les pertes.

1-1 Consommation domestique

C'est l'eau utilisée dans les résidences, les hôtels et les institutions publiques (hôpitaux, écoles, etc.) pour la préparation des aliments, la boisson, l'hygiène personnelle et les usages domestiques.

Elle comprend également l'eau utilisée pour l'arrosage des pelouses et le lavage des voitures. Les renseignements obtenus auprès de la SDE nous fournissent une consommation unitaire de $0.08 \text{ m}^3/\text{habitant/jour}$, soit $80 \text{ l/habitant/jour}$ qui est la valeur utilisée dans nos estimations.

Il est à noter que l'OMS a adopté une valeur de $40 \text{ l/habitant/jour}$ pour assurer l'alimentation de petites agglomérations des pays en voie de développement. Cette estimation prévoit toutefois une marge de 50% pour le gaspillage inévitable quand il y a une certaine distance entre le point d'eau et le domicile du consommateur. Cette valeur de l'OMS est le minimum requis, c'est pourquoi pour mieux se conformer aux réalités du pays, on s'est basé sur les estimations de la S.D.E.

Espaces	Superficies (m ²)	Nbre de parcelles de 150 m ² (U)	densité (hbt/Up)	Nbre d'habitants (Hbt)	Consommation unitaire (m ³ /Hbt)	Consommation totale (m ³)
HABITAT N°1	60535	404	12	4848	0,08	388
HABITAT N°2	80931	540	12	6480	0,08	518
HABITAT N°3	67312	449	12	5388	0,08	431
HABITAT N°4	81320	542	12	6504	0,08	520
HABITAT N°5	25898	173	12	2076	0,08	166
HABITAT N°6	24404	163	12	1956	0,08	156
HABITAT N°7	46533	310	12	3720	0,08	298
HABITAT N°8	55003	367	12	4404	0,08	352
HABITAT N°9	74917	499	12	5988	0,08	479
HABITAT N°10	72698	485	12	5820	0,08	466
HABITAT N°11	77058	514	12	6168	0,08	493
HABITAT N°12	81847	546	12	6552	0,08	524
HABITAT N°13	26775	179	12	2148	0,08	172
HABITAT N°14	92371	616	12	7392	0,08	591
HABITAT N°15	71722	478	12	5736	0,08	459
HABITAT N°16	61216	408	12	4896	0,08	392
HABITAT N°17	71143	474	12	5688	0,08	455
I G H	58880	393	120	47160	0,08	3773
TOTAL	1130563	7540	324	132924	1,44	10633,92

source: SDE Auteur: Ghislain DIATTA

Tableau 1 : Estimation de la consommation totale au niveau des habitations

1-2 Consommation commerciale

C'est l'eau utilisée dans les zones commerciales comme les marchés, les centres de commerce. Généralement, les consommations en eau sont mesurées dans chaque établissement à l'aide de compteurs. Ainsi, pour un marché de quartier, par exemple, la SDE nous fournit une consommation de 11m³/jour.

Consommation en eau dans certains équipements et lieu public			
Espaces	NOMBRE	Consommation unitaire (m ³ /j)	Consommation totale (m ³ /j)
MOSQUEE	2	0,13	0,26
EP+M	4	3,16	12,64
CENTRE DE SANTE	1	4,33	4,33
MAIRIE	1	19,5	19,5
POLICE	1	0,97	0,97
PMI	1	4,33	4,33
POSTE DE SANTE	1	4,33	4,33
GRANDE MOSQUEE	1	1,4	1,4
SAPEUR POMPIER	1	156	156
MARCHE	1	11	11
LYCEE	1	58,17	58,17
LYCEE TECHNIQUE	1	58,17	58,17
CES	2	1,83	3,66
SPORTS	1	142	142
INSTITUT ISLAMIQUE	1	58,17	58,17
CENTRE SOCIAL	1	1,03	1,03
FOYER	1	0,8	0,8
CHAPELLE	1	0,13	0,13
CONCESSIONNAIRE	1	11	11

source: SDE Auteur Ghislain DIATTA

Tableau 2 : Consommation en eau des équipements

1-3 Consommation industrielle

La consommation en eau dans les zones industrielles varie considérablement selon les types d'industries qui y sont établies. Il est donc important de fixer une valeur de consommation avec autant de fiabilité que dans les zones résidentielles. La meilleure façon de connaître cette consommation est d'effectuer un relevé des consommations en eau auprès de chaque utilisateur industriel.

En absence de données, on peut obtenir une estimation grossière des consommations en eau en s'informant auprès de chaque industrie du volume de sa production industrielle.

Cette estimation grossière peut être adoptée dans le cas de zones industrielles où le type d'industrie n'est pas défini comme le cas de Diamniadio. Les données recueillies au niveau de la SDE fournissent une consommation en fonction de la surface occupée par les unités industrielles. Ainsi, nous avons une consommation de $0.006 \text{ m}^3/\text{m}^2/\text{jour}$.

Consommation dans les zones industrielles et espaces verts			
Espaces	Superficies	Consommation unitaire ($\text{m}^3/\text{m}^2/\text{j}$)	Consommation totale (m^3/j)
ESPACE VERT N°1	38567	0,005	193
ESPACE VERT N°2	39990	0,005	200
ESPACE VERT N°3	32804	0,005	164
Zones industrielles N°1	388333	0,006	2330
Zones industrielles N°2	419994	0,006	2520
source: SDE Auteur: Ghislain DIATTA			

Tableau 3 : consommation en eau dans l'industrie

1-4 Besoins en eau pour la lutte contre les incendies

La demande en eau pour combattre les incendies a des caractéristiques assez particulières en termes de volume et débit. En effet, la quantité d'eau requise pour lutter contre les incendies peut paraître faible lorsqu'elle est répartie sur toute l'année. Néanmoins, elle peut se faire sentir sur des intervalles courts à un taux, ou débit, très élevé.

La demande pour incendies varie selon le type de construction et le degré d'exposition à l'incendie.

Le débit d'incendie s'ajoute à la journée de consommation maximale, ce qui représente environ 150 % à 200 % de la consommation moyenne journalière.

Selon le corps des sapeurs pompiers du Sénégal, les débits d'incendie prévus sont établis comme suit :

- Pour les feux de maison $60 \text{ m}^3/\text{h}$ soit 16.67 l/s pour une durée de 45 mn.
- Pour les cases en paillotes $60 \text{ m}^3/\text{h}$ soit 16.67 l/s pour une durée de 30 mn.

Cependant, pour tenir compte des incendies dans les différentes zones, on a pris comme hypothèse une valeur minimale $Q = 30 \text{ l/s}$ pour une durée de 2 heures.

L'évaluation des débits de feux, même s'ils sont concentrés sur une courte période, a une incidence importante sur le dimensionnement du réseau de distribution.

Il faut en tenir compte notamment dans le calcul de la répartition des bornes d'incendie et du volume des réservoirs (réserve d'équilibre).

1-5 Usages Publics

Il s'agit de l'eau utilisée par une ville et pour laquelle celle-ci n'est pas rémunérée. Cette eau est utilisée aux fins suivantes : extinction des incendies, lavage des rues, utilisation dans les édifices publics, bains publics, parcs, espaces verts, usines d'épuration, etc. pour les espaces verts, la SDE nous a fourni la consommation en fonction de la surface à entretenir tableau n°3. Soit donc $0.005 \text{ m}^3/\text{m}^2/\text{jour}$. Cependant nous considérerons de manière globale que cette consommation est environ 10 % de la consommation moyenne.

1-6 Pertes

Les pertes sont dues à un manque d'étanchéité au niveau de joints des canalisations favorisant ainsi les fuites d'eau dans le réseau, mais aussi à des tuyaux défectueux du réseau public de distribution d'eau potable.

Toutefois, les pertes dans les résidences, dues à un usage abusif ou à une plomberie défectueuse, ne sont pas comptabilisées dans les pertes mais plutôt dans la consommation domestique.

Les pertes sont difficiles à déterminer de façon précise. L'ensemble des fuites sur les adductions et le réseau varie suivant le type des tuyaux, leur vétusté, la nature de terrain et la qualité de l'entretien. On considère qu'il est difficile de réduire les pertes à moins de 20% de la demande journalière.

Le volume moyen journalier étant évalué à 60086.448 m^3 , les pertes représentant donc un volume de 12017.29 m^3 .

2 - Variation de la consommation

La consommation n'est pas constante tous les jours de l'année ; elle subit des fluctuations selon les mois de l'année, selon les semaines du mois, selon les jours de semaine et selon les heures de la journée. Cette variation reflète dans le temps le rythme des activités humaines.

Les facteurs généraux affectant la consommation sont :

- Les pertes dans le réseau et chez les consommateurs.

Pour les pertes dans le réseau elles peuvent être dues aux fuites au niveau des joints par manque d'étanchéité ou à des tuyaux défectueux alors que chez le consommateur elles sont dues à un gaspillage ou à un usage abusif de l'eau.

- Importance de la ville :

Les plus grandes villes ont une consommation plus élevée à cause d'usages plus variés, en particulier, la présence d'industries comme le cas de la nouvelle ville de Diamniadio qui amènent les travailleurs des villes satellites.

- Présence d'industries :

Certaines industries, de par la nature de leurs procédés ou de leur produit, consomment beaucoup d'eau. L'industrialisation fait grimper la consommation à des valeurs encore imprévisibles actuellement ; ce besoin semble encore éloigné d'une limite de saturation.

- Qualité de l'eau :

La consommation est moindre si l'eau est de mauvaise qualité. Le consommateur s'habitue toutefois à une eau de qualité moindre et l'on peut affirmer qu'il n'est nullement impensable de diminuer la qualité de l'eau pour réduire la consommation. Les eaux de consommation doivent être de la meilleure qualité possible pour répondre aux exigences des consommateurs.

- Coût de l'eau :

La consommation est inférieure si le coût de l'eau est élevé. Toutefois ce facteur n'a pas une importance considérable mais peut contribuer à réduire les usages abusifs si les consommateurs paient l'eau qu'ils consomment dans leurs résidences.

- Pression de l'eau :

Les pertes sont en relation directe avec la pression et la vitesse de l'eau dans les conduites de distribution. On veillera à ce qu'il n'y ait pas de trop grandes pressions au niveau des points d'utilisation.

- Compteurs d'eau :

L'installation de compteurs d'eau peut réduire la consommation 25 % ou plus et atténuer l'amplitude des pointes. L'installation de compteurs peut parfois permettre de retarder de quelques années des investissements importants destinés à augmenter la capacité des ouvrages. Puisque le compteur d'eau obligera le consommateur à être plus regardant sur la consommation et éviter ainsi le gaspillage. Ce qui peut retarder ainsi l'utilisation du réseau à plein régime.

- Caractéristiques de la population :

Selon qu'il s'agisse d'une ville ouvrière, résidentielle, etc. les consommations reflèteront le comportement et le niveau de vie de la population.

- Climat de la région :

Selon que le climat est chaud, sec ou froid, les consommations seront plus ou moins élevées.

3 - Durée des pointes et leur intensité

La détermination des pointes de consommation revêt une importance capitale dans le dimensionnement des réseaux de distribution.

En général, les données disponibles pour la consommation moyenne en eau sont basées sur de longues périodes d'observations (une année par exemple).

Cependant, il existe des conditions de consommation plus précises sur des périodes de temps plus courtes et qui reflètent plus la réalité de la consommation de pointe.

Ainsi, il existe des consommations de pointes mensuelles, hebdomadaires, journalières et horaires. L'un des objectifs de la détermination des pointes de consommation est de voir le comportement global du réseau pendant ces moments. Dans le cas de notre étude où nous utilisons le logiciel EPANET, cela revient à faire la simulation de longue durée du comportement du réseau. Pour cela il nous faut établir une courbe de modulation dans laquelle les demandes aux nœuds changent périodiquement dans la journée. La durée totale de la simulation est de 24 heures avec des intervalles de temps de 2 heures, les pointes étant de 6 heures du matin à midi et de 18 heures à 22 heures.

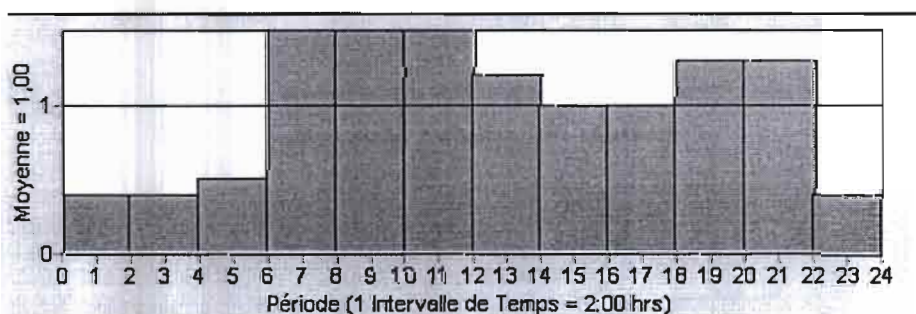


Figure 2: Courbe de modulation

La courbe de modulation est un ensemble de multiplicateurs qui sont appliqués à une valeur de base pour lui permettre d'évoluer au cours du temps.

Ainsi on a assigné donc une courbe de modulation à intervalle de temps constant égal à 2 heures à l'ensemble des demandes aux nœuds. Durant cette période la valeur de la demande au nœud ne change pas et reste égale au produit de la demande de base et du multiplicateur assigné à cette période. Le tableau suivant présente les coefficients des différentes périodes de la journée.

périodes	0h – 4h	4h – 6h	6h – 12h	12h – 14h	14h – 18h	18h – 22h	22h – 24h
Coeff.	0.4	0.5	1.5	1.2	1	1.3	0.4

Tableau 4: Coefficients multiplicateurs

Les coefficients reflètent la variation de la consommation selon les heures de la journée. Cette consommation varie aussi au rythme des activités urbaines et des habitudes des habitants. Au Sénégal, les activités urbaines se déroulent généralement entre 6h du matin et 22h donc les pointes maximales sont dans cette intervalle. On considère que la demande est majorée de 50% entre 6h et 12h et de 30% entre 18h et 22h.

Pendant la nuit de 22h à 4h l'activité est presque inexistante, la consommation se réduit considérablement et les pointes minimales sont fixées à 40% et 50% de la consommation moyenne.

4 – Evaluation de la demande

Nous utiliserons la méthode analytique qui consiste à analyser séparément les différents paramètres conditionnant la demande (population, plan d'urbanisme, activités économiques, activités industrielles, consommation unitaire etc.)

La prévision est toujours difficile, aléatoire et le fait d'utiliser une méthode analytique pour évaluer la demande ne donne pas une garantie totale contre toute insuffisance.

Pour connaître la demande en chaque point, il faut connaître tous les types de consommation qui s'exercent en ce point, (consommation agricole, industrielle, commerciale, domestique etc.), ainsi que les pertes éventuelles dans le réseau.

En effet ces points sont représentés dans notre réseau par les nœuds. La demande en un nœud est obtenue en faisant la somme des apports de consommation des différentes mailles rattachées à ce nœud.

A cette demande, on ajoute éventuellement le (ou les) débit(s) d'incendie si une (ou des) bouche(s) d'incendie est (ou sont) placée(s) sur une conduite reliant ce nœud à un autre. On fait l'hypothèse que ce débit est repris par le nœud le plus proche.

Hypothèses de calcul de la consommation et de sa répartition.

- Les différentes consommations journalières ont été obtenues soit directement par les données fournies par la SDE, soit par conversion de celles-ci.
- Cependant, pour les types de consommation dont on n'a pas pu obtenir les valeurs à partir de la SDE, on s'est basé sur la littérature pour en obtenir certaines ; pour d'autres, on a établi nos propres hypothèses à partir des types de consommation connues et qui se rapprochent plus ou moins de ces dernières selon notre interprétation.

- **Consommation dans les mailles.**

Dans chaque maille du réseau, la consommation totale est estimée à partir des consommations unitaires de chaque type de service donné en fonction du nombre d'habitants ou de la superficie de la zone. Ainsi dans une maille, elle est la somme de ces différentes consommations. Le tableau suivant présenté pour illustration donne les caractéristiques et les consommations des différentes composantes des mailles. Le reste des tableaux est placé en annexe.

Tableau 5: Extrait du tableau des caractéristiques et consommations des mailles

Mailles	Unités Présentes	Superficies m ²	Nombre d'habitant	Consommation m ³ /j	consommation totale m ³ /j	Cons / nbre de nœuds
M1	Gare des gros porteurs	473755,4538		11	11	2,75
M2	Habitations	36555,484	366,00	29,28	29,28	7,32
M3	Gare routière inter urbaine	236381,9499		11	11	1,571
M4	zone industrielle	290137,2651		1741	1749,79	291,632
	PMI	1477,8732		4,33		
	PS	1477,9359		4,33		
	MQ	1847,5717		0,13		
M5	Habitations	71781,0815	718,00	57,44	57,44	14,36
M6	Habitations	32137,1981	322,00	25,76	25,76	6,44
M7	mosquée de Vendredi	23610,5923		1,4	1,4	0,35
M8	zone touristique	33804,911		1,149	24,349	6,08725
	habitat mixte IGH	28943,3327	290,00	23,2		
M9	habitat mixte IGH	61132,7226	612,00	48,96	52,12	13,03
	EP + M	8383,827		3,16		
M10	habitat mixte IGH	211971,7655	2120,00	169,6	172,76	43,19
	EP + M	11132,6104		3,16		
M14	Habitations	78526,3604	787,00	62,96	62,96	5,724
M15	Habitations	77046,8608	771,00	61,68	61,68	8,811
M16	zone industrielle	102759,727		617	617	154,250
M17	espace vert	6748,3004		34	489	122,25
	zone industrielle	75756,7384		455		
M18	espace vert	12905,2875		65	148,76	29,752
	Habitations	104641,5612	1047,00	83,76		
M19	institut islamique	18455,2259		58,17	101,49	25,3725
	habitat mixte IGH	22849,7895	229,00	18,32		
	parking boisé	4904,8626		25		
M20	habitat mixte IGH	35734,1117	358,00	28,64	147,61	29,522
	F	2221,2212		0,8		
	CES	8400,3043		1,83		
	Lycée	18851,0042		58,17		
	Lycée technique	16767,6037		58,17		
M21	EP + M	7791,604		3,16	228,74	45,748
	Sport	26387,5931		142		
	Mairie d'arrondissement	5671,4343		19,5		
	Habitations	80035,3428	801,00	64,08		
M22	MQ	2121,1419		0,13	67,33	16,833
	Habitations	83904,2266	840,00	67,2		
M23	Stade omnisport	50803,3323		142	410,34	102,585
	Piscine olympique	34223,0002		156		
	habitat mixte IGH	73248,6526	733,00	58,64		
	parking boisé	10738,5644		53,7		
M24	parking boisé	11183,1803		55,92	111,63	27,9075
	EP + M	9711,418		3,16		
	habitat mixte IGH	63366,99	634,00	50,72		
	CES	9372,4058		1,83		

• **Demande aux nœuds.**

La consommation totale calculée pour chaque maille est ensuite répartie équitablement au niveau des nœuds de demande qui entourent la maille.

- Dans le cas où une conduite est arrêtée juste avant un nœud de demande pour éviter de former une croix ou tout autre pièce spéciale qui serait difficile à trouver sur le marché, on considère un nœud "fictif" sur cette dernière qui reprendrait $\frac{1}{n}$ fois la consommation du nœud ; n étant le nombre de conduites qui arrivent au nœud, de façon réelle ou fictive. Le reste de la demande est donc effectivement affecté au nœud « réel ». Le tableau suivant présente les caractéristiques des nœuds et la demande au niveau de chaque nœud.

Nœud	Altitude (m)	Apport demande en m ³ /j		Apport en l/s	Total apport		Incendie en l/s	Consommation totale (l/s)
					m ³ /j	l/s		
N1	25,93	M1	2,75	0,032	2,75	0,032	0,0136	0,045
N2	22,96	M1	2,75	0,032	10,070	0,117	0,0136	0,130
		M2	7,320	0,085				
N3	19,53	M2	7,320	0,085	298,952	3,460		3,460
		M4	291,632	3,375				
N4	17,98	M2	7,32	0,085	300,523	3,478	0,0136	3,492
		M3	1,571	0,018				
		M4	291,632	3,375				
N5	19,59	M1	2,75	0,032	11,641	0,135		0,135
		M2	7,32	0,085				
		M3	1,571	0,018				
N6	21,38	M1	2,75	0,032	4,321	0,050	0,0136	0,064
		M3	1,571	0,018				
N7	14,74	M3	1,571	0,018	15,931	0,184	0,0136	0,198
		M5	14,36	0,166				
N8	18,31	M3	1,571	0,018	22,371	0,259		0,259
		M5	14,36	0,166				
		M6	6,44	0,075				
N9	19,43	M3	1,571	0,018	8,361	0,097		0,097
		M6	6,44	0,075				
		M7	0,35	0,004				
N10	19,9	M3	1,571	0,018	299,638	3,468	0,0136	2,611
		M4	291,63	3,375				
		M7	0,35	0,004				
		M8	6,087	0,070				
N11	19,97					0,871		0,871
N12	20,79	M4	291,63	3,375	310,747	3,597	0,0136	3,610
		M8	6,087	0,070				
		M9	13,03	0,151				
N13	19,81	M4	291,63	3,375	347,850	4,026		4,026
		M9	13,03	0,151				
		M10	43,19	0,500				
N14	21,43	M4	291,63	3,375	334,820	3,875	0,0136	3,889
		M10	43,19	0,500				
N15	24,27	M10	43,19	0,500	52,002	0,602		0,602
		M15	8,812	0,102				

Tableau 6: Extrait du tableau des caractéristiques et demande au niveau des nœuds

- **Répartition du volume de la réserve d'incendie**

- Le volume de la réserve incendie est réparti équitablement dans l'ensemble des bouches d'incendie du réseau.

- Nous avons fait l'hypothèse selon laquelle la demande en eau d'une bouche d'incendie est reprise par le nœud le plus proche.

L'ensemble de ces hypothèses nous a permis de calculer la demande en eau de chaque nœud.

Zones	Approximations	Consommations journalières	Consommations journalières finales
Zone touristique	littérature	0,004 l/s/ha	0,34 m ³ /j/ha
Réserve administrative	Habitations	0,08 m ³ /hbt/j	0,08 m ³ /hbt/j
Zone commerciale	littérature	0,4 l/s/ha	34,56 m ³ /j/ha
Sociétés	Institutions	0,3 l/s/ha	25,92 m ³ /j/ha
Zone de stockage	Habitations	0,08 m ³ /hbt/j	0,08 m ³ /hbt/j
Gare routière	Marché	11 m ³ /j	11 m ³ /j
Marché d'intérêt national	Zone commerciale	0,4 l/s/ha	34,56 m ³ /j/ha
Centre culturel	centre social	1,03 m ³ /j	1,03 m ³ /j
Zone artisanale	industrie légère	10 m ³ /ha/j	10 m ³ /ha/j
O N	Agence	7,48 m ³ /j	7,48 m ³ /j
Centre commercial	Zone commerciale	0,4 l/s/ha	34,56 m ³ /j/ha
Commerce	Zone commerciale	0,4 l/s/ha	34,56 m ³ /j/ha
Piscine olympique	Sapeurs pompiers	156 m ³ /j	156 m ³ /j
Zone à restructurer	Habitations	0,08 m ³ /hbt/j	0,08 m ³ /hbt/j
Camp militaire	camp gendarmerie	920,5 m ³ /j	920,5 m ³ /j
Zone agricole	Espace vert	0,005m ³ /m ² /j	0,005m ³ /m ² /j
Projet SODIDA 2	Zone industrielle	0,006 m ³ /m ² /j	0,006 m ³ /m ² /j

Tableau 7: Hypothèses de consommation

5 - Le débit journalier moyen $Q_{j\text{moy}}$

Son estimation est très importante car il permet de déterminer les autres paramètres de dimensionnement du réseau comme les débits de pointe mais aussi la réserve d'équilibre. Il est donné ici par la somme de toutes les demandes aux nœuds et des pertes dans le réseau. Ces pertes représentent environ 20% de la demande.

Le débit journalier moyen est de 72103.738 m³.

II – CONCEPTION ET DIMENSIONNEMENT DU RESEAU DE DISTRIBUTION

1 – Conception du réseau

1-1 Composantes du réseau

Le réseau d'alimentation en eau potable est composé des divers éléments suivants :

- la source d'alimentation
- le réservoir d'eau potable
- le réseau de distribution
- les accessoires du réseau.

1-2 La source d'alimentation

Notre source est la conduite d'Alimentation du lac de Guiers (ALG) qui assure l'essentiel de l'alimentation en eau potable de l'agglomération dakaroise. En effet, l'inventaire du réseau existant a montré que la zone d'étude est traversée par une conduite de diamètre 400mm qui est connectée à l'ALG mais la présence de deux forages non fonctionnels. D'autre part, l'étude hydrogéologique de la zone révèle un déficit d'eaux souterraines pour un projet d'une telle envergure. De plus, le caractère salé de l'eau de ces réserves souterraines (nappe du paléocène) peut constituer un frein à son exploitation. Ceci justifie le choix de l'ALG comme source d'alimentation.

1-3 Le réservoir d'eau potable

Le réservoir d'eau potable joue un rôle capital dans le réseau de distribution. En effet, il permet de faire face aux variations plus ou moins importantes de la demande en eau, d'assurer le volume d'eau nécessaire pour la protection incendie et de faire face à une éventuelle défaillance de l'une des composantes du réseau se situant à l'amont du réservoir (source d'alimentation, usine de traitement, conduite d'adduction etc.).

Les réservoirs servent donc principalement à harmoniser la demande et la production. La demande constitue une donnée variable, alors que pour être économique et efficace, la production doit être constante.

Dans le cas particulier de cette étude, la conduite d'adduction refoule directement dans la bache aménagée à l'entrée du réseau. Cette bache constitue donc notre réservoir d'eau potable à partir de laquelle l'eau est amenée vers les réservoirs de tête.

Ainsi, il faut prévoir dans le calcul de la réserve en eau les composantes suivantes :

1- 4 La réserve d'équilibre (R_E)

La réserve d'équilibre est définie comme étant le volume d'eau nécessaire pour répondre à la demande en eau lorsque celle-ci dépasse la consommation journalière maximale. Ainsi, lorsque la demande en eau est supérieure à la capacité de production de l'usine de traitement, la différence entre la demande et la capacité de production est tirée de la réserve d'équilibre. Le volume d'eau généralement associé à la réserve d'équilibre correspond à environ 20 % du volume d'eau consommée au cours de la journée de consommation moyenne.

$$R_E = 0.2 Q_{j_{\text{moy}}}$$

Le réservoir d'équilibre calculé dans ce cas a donc un volume de 12017.29 m³.

1-5 La réserve incendie (R_I)

La réserve incendie est la réserve nécessaire pour combattre un incendie pouvant se produire au cours de la journée de consommation maximale.

L'usine de production étant conçue pour fournir le débit associé à la journée de consommation maximale $Q_{j_{\text{max}}}$, et que la réserve d'équilibre sera complètement exploitée au jour maximal, il est nécessaire de prévoir une réserve additionnelle pour la protection incendie.

La réserve incendie est fonction du débit et de la durée de l'incendie.

Le débit pour combattre un incendie a été fixé à **30 l/s** pour une durée de **2 heures**, ce qui représente un volume total de **216 m³**.

1-6 Les réserves d'urgence (R_U) et de production (R_P)

Les réserves d'urgence et de production servent à fournir de l'eau pendant les événements imprévus. La réserve d'urgence est utilisée lors d'un bris de conduite principale ou de pompe et a un volume correspondant à environ 2 à 14 heures de consommation journalière moyenne et ce en fonction de l'importance du réseau. La réserve de production quant à elle est concentrée à l'usine de traitement et est équivalent à 4 heures de production à la capacité nominale de l'usine. Elle est utilisée pour faire face à un problème de fonctionnement à l'usine de traitement.

En prenant une durée de 2 heures, la réserve d'urgence est donc de 5025.204 m³.

Comme il est peu probable d'avoir un bris de conduite maîtresse le jour de consommation maximale avec le plus gros incendie, il n'est pas économique de stocker simultanément toutes ces réserves. On considère dans la pratique de garder la réserve souhaitable qui est la somme des réserves d'équilibre, d'incendie et d'urgence. Le minimum étant de garder la réserve minimale qui est la somme de la réserve d'équilibre et de la réserve d'incendie.

On définit ainsi les réserves suivantes :

1-7 La réserve maximale :

$$R_{MAX} = R_E + R_I + R_U + R_P$$

1-8 La réserve souhaitable:

$$R_{SOUH.} = R_E + R_I + R_U$$

Elle est donc de 17258.494 m³.

1-9 La réserve minimale :

$$R_{MIN} = R_E + R_I$$

Elle est de 12233.29 m³

Ce volume d'eau est stocké dans le réseau de distribution à travers des réservoirs communément appelés réservoirs d'équilibre. Ils sont au nombre de six et sont répartis dans les cinq secteurs du réseau. Durant les période de faible consommation (nuit), ces réservoirs d'équilibre se remplissent et se vident lors des périodes de forte consommation.

1-10 Le système de distribution

Il existe généralement en adduction d'eau trois types de système de distribution : système par gravité, système avec pompage et emmagasinement et système avec pompes seulement. Dans le cas de la nouvelle ville de Diamniadio, nous avons adopté un système avec pompage et emmagasinement puis distribution par gravité dans la mesure où la topographie du terrain offre des dénivellations intéressantes. De plus la conduite de l' A.L.G. se situe dans la zone d'altitude la plus élevée de la ville et peut assurer une pression de 30 m.c.e.

Pour assurer une certaine autonomie à la ville, nous nous proposons de procéder comme suit :

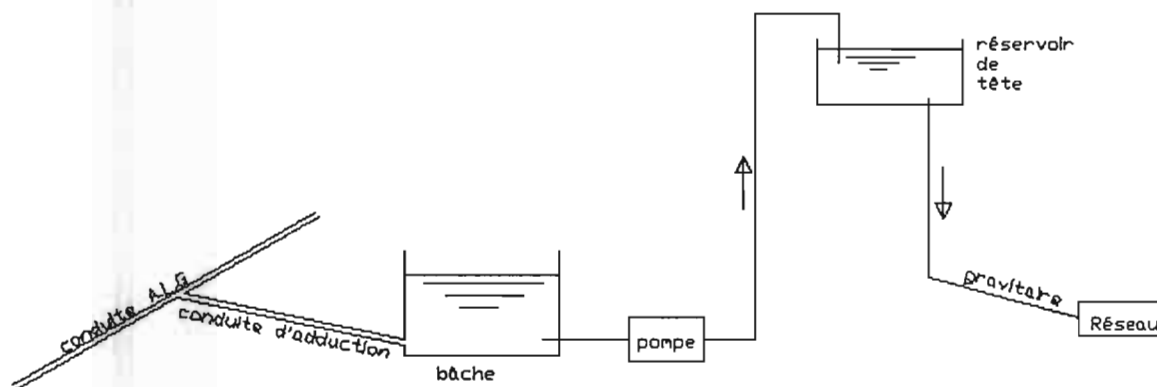


Figure 3 : Schéma du système de distribution

- Alimentation par gravité de la bache
- Remplissage du réservoir de tête par pompage à partir de la bache.
- Alimentation du réseau par gravité à partir du château d'eau.

1-12 Les accessoires du réseau

Ce sont en général des éléments auxiliaires qui sont installés dans le réseau pour faciliter l'exploitation et l'entretien de ce dernier. Parmi ces accessoires nous pouvons citer :

A- Les poteaux d'incendie

Le mode de répartition des poteaux d'incendie varie d'un pays à un autre et cela en fonction des réalités et du niveau de développement économique. Selon Roger Labonté, la répartition se fait en fonction du débit requis qui correspond à une superficie moyenne desservie par le poteau.

Dans le cadre de ce travail, afin de tenir compte de la grande superficie à desservir et des contraintes économiques que ceci peut engendrer, nous avons adopté les hypothèses suivantes :

- Dans les zones où les dommages causés par un incendie et le degré d'exposition sont plus élevés comme les habitations et les zones industrielles, 1 poteau pour 8 ha.
- Dans les autres zones 1 poteau pour environ 10 ha.

Ainsi on se retrouve avec 168 poteaux d'incendie.

Les poteaux d'incendie peuvent être à deux ou trois bouches selon l'importance du débit à assurer et doivent être munis d'une bouche pouvant être adaptée à une motopompe. Le schéma du réseau d'incendie est montré en annexe.

B - les vannes

Généralement dans un réseau de distribution d'eau potable, on rencontre quatre types de vannes : vannes d'isolement, vannes de réduction de pression vannes à clapet et vannes d'altitude. Dans la conception du réseau nous avons prévu l'installation de 155 vannes d'isolements. Ces vannes serviront à mettre hors service des tronçons dans le but de faciliter l'exploitation du réseau et d'effectuer de travaux de nettoyage et de réparation en privant d'eau le plus petit territoire possible.

Parmi ces vannes d'isolement on en distingue 16 dénommées vannes de sectorisation et qui permettent de diviser le réseau en 5 secteurs plus ou moins indépendant.

Hormis ces deux types d'accessoires, on peut disposer aussi dans le réseau des ventouses, des compteurs et des clapets.

2 - Dimensionnement du réseau

A - Calcul du débit de design.

Le débit de design est le débit représentant les conditions critiques de consommation auxquelles le réseau aura à faire face. Ainsi, il est dimensionné comme étant le maximum entre le débit horaire maximale Q_{hmax} , et le débit journalier maximal Q_{jmax} plus le débit d'incendie Q_{inc} .

$$Q_{design} = \max (Q_{hmax} ; Q_{jmax} + Q_{inc})$$

Dans ce travail, nous n'avons pas utilisé le débit de design pour dimensionner notre réseau. Le logiciel EPANET utilisé est basé sur l'approche de Todini appelée méthode du gradient. Cette approche sera brièvement décrite dans la présentation du logiciel.

B - Les pertes de charges.

On distingue deux types de pertes de charges dans un réseau de distribution.

Les pertes de charges linéaires ou régulières et les pertes de charges singulières ou locales.

- Les pertes de charges linéaires

Elles sont dues aux frottements de l'eau contre les parois des conduites et les turbulences provoquées par ces effets. Elles dépendent en toute rigueur des caractéristiques de l'eau (viscosité, régime d'écoulement, température etc.), et des caractéristiques de la conduite (longueur, rugosité des parois, diamètre intérieur etc.).

Le calcul des pertes de charge linéaire dans EPANET utilise selon les caractéristiques du liquide l'une des trois formules suivantes:

- la formule de Hazen-Williams.

Cette formule est la plus utilisée aux Etats-Unis

- la formule de Darcy-Weisbach.

Elle est largement utilisée en Europe. Elle s'applique à tous les régimes d'écoulement et à tous les liquides. Cette formule est sélectionnée par défaut dans EPANET.

Elle est donnée par :

$$\Delta H_L = 0.0827 * f(\varepsilon, d, q) * d^{-5} * L * q^2$$

ε = coefficient de rugosité en [L]

d = diamètre du tuyau en [L]

q = débit en [$L^3 T^{-1}$]

f = facteur de friction (dépend de ε , d , et q)

L = longueur du tuyau en [L]

- La formule de Chézy-Manning

Elle est généralement utilisée pour les écoulements dans les canaux découverts et pour les grands diamètres.

Les pertes de charges linéaires sont directement prises en compte dans la simulation à l'aide de la formule de Darcy-Weisbach.

- Les pertes de charges singulières

Elles sont dues aux modifications brusques de l'écoulement dans les pièces tels que :

- Changement de section : rétrécissement, élargissement
- Changement de direction : coudes, Tés, etc.
- Au niveau des appareils de contrôle de suivi : vannes

L'importance d'inclure ou non de telles pertes dans les calculs dépend de l'exactitude exigée.

Elles sont données par la formule suivante :

$$\Delta H_s = K_i \frac{Q^2}{2gS^2}$$

ΔH_s = pertes de charges singulières en [L]

K_i = coefficient de perte de charge singulière.

S = section la plus rétrécie des sections des deux conduites en [L²]

Q = débit correspondant à la section S en [L³ T⁻¹]

g = accélération de la pesanteur en [L T⁻²]

La même formule est utilisée dans EPANET, cependant pour tenir compte de ces pertes il faut assigner à chaque tuyau un coefficient de perte de charge singulière K_i , i étant fonction de la singularité. Le coefficient de pertes de charges singulières est donc pris en charge directement par le logiciel dans le calcul.

Remarque :

Pour les conduites de distribution d'eau les pertes de charges singulières représentent 5 à 10 % des pertes de charges linéaires.

$$\Delta H_s = 10 \% \Delta H_L$$

3 – Simulation du réseau

Elle fait partie des étapes les plus importantes de la conception du réseau. C'est à ce niveau que l'on peut apprécier son comportement dans le temps. EPANET version 2.00.10 est le logiciel utilisé.

3 – 1 Présentation du logiciel EPANET

EPANET version 2.00 est un logiciel de simulation du comportement des systèmes de distribution d'eau, d'un point de vue hydraulique mais également d'un point de vue qualité de l'eau. Il est distribué gratuitement par l'E.P.A. depuis le mois de septembre 1993. Depuis il est largement utilisé dans le monde.

3 – 2 Méthode de calcul.

La méthode utilisée par le logiciel pour calculer les équations de perte de charge et de conservation de masse qui caractérisent l'état hydraulique du réseau est décrite par l'approche de Todini ou encore le méthode du gradient.

Cette méthode commence par une estimation initiale des débits dans chaque tuyaux qui peut ou non répondre à l'équation de conservation de la masse. A chaque itération de la méthode, les nouvelles charges aux nœuds sont obtenues en résolvant l'équation matérielle suivante :

$$AH = F$$

A est une matrice jacobienne (NxN)

H est un vecteur (Nx1) représentant les charges inconnues aux nœuds

F un vecteur (Nx1) contenant les termes du côté droit, dus au déséquilibre de flux en un nœud et à un facteur de correction.

Ainsi Epanet calcule le débit dans chaque tuyau, la pression à chaque nœud, le niveau de l'eau dans les réservoirs, et la concentration en substances chimiques dans les différentes parties du réseau, au cours d'une durée de simulation divisée en plusieurs étapes.

3 – 3 Paramètres d'entrée du réseau

EPANET modélise un système de distribution d'eau comme un ensemble d'arcs reliés à des nœuds. Les arcs représentent des tuyaux, des pompes et des vannes de contrôle. Les nœuds représentent des nœuds de demande, des réservoirs et des bâches.

3 – 3 – 1 Les nœuds de demande

Les nœuds de demande sont des points du réseau où les arcs se rejoignent. Ce sont des points d'entrée ou de sortie d'eau et peuvent également ne pas avoir de débit. Les données d'entrée minimales exigées pour les nœuds de demande sont :

- L'altitude du nœud
- La demande en eau (qui peut varier dans le temps)

Les résultats calculés aux nœuds de demande, à chacun des intervalles de temps d'une simulation sont :

- La charge hydraulique (ou hauteur piézométrique)
- La pression au niveau du nœud
- On peut aussi voir le graphique d'évolution de la pression au nœud de demande.

3 – 3 – 2 Les réservoirs

Les réservoirs sont des nœuds avec une capacité de stockage, dont le volume d'eau stocké peut varier au cours du temps. Les données de base sont :

- L'altitude du radier
- Le diamètre
- Les niveaux initial, minimal et maximal de l'eau

Les principaux éléments calculés dans la simulation sont :

- La charge hydraulique (altitude de l'eau)
- La pression (niveau de l'eau)
- Courbe d'évolution du niveau de l'eau.

Le niveau d'eau dans les réservoirs doit rester entre les niveaux minimal et maximal. EPANET arrête la sortie d'eau si le réservoir est à niveau minimal et arrête l'arrivée s'il est à son niveau maximal.

3 – 3 – 3 Les bâches infinies

Se sont des nœuds représentant une source externe de capacité infinie. Elles sont utilisées pour modéliser des éléments tels que les lacs, les couches aquifères souterraines ou les arrivées de réseaux extérieurs.

Les données de base pour une bâche sont la charge totale et la qualité initiale de l'eau. Puisqu'une bâche est un élément de frontière d'un réseau ses données de base ne sont pas affectées par la simulation. Par conséquent aucune propriété n'est calculée au cours de celle-ci.

3 – 3 – 4 Les conduites

Les conduites sont des arcs qui transportent l'eau d'un point du réseau à un autre. EPANET suppose que tous les tuyaux sont pleins à tout instant. L'eau s'écoule de l'extrémité qui a la charge hydraulique la plus élevée à celle qui a la charge la plus faible.

Les données de base pour les conduites sont :

- Les nœuds initial et final
- Le diamètre
- La longueur
- Le coefficient de rugosité (pour déterminer la perte de charge)
- L'état (ouvert, fermé ou avec un clapet anti-retour)

Les principales valeurs calculées dans la simulation sont :

- Le débit
- La vitesse d'écoulement
- La perte de charge

3 – 3 – 5 Les vannes

Les vannes sont des arcs qui limitent la pression ou le débit en un point précis du réseau.

Leurs principaux paramètres d'entrée sont :

- Les nœuds d'entrée et de sortie
- Le diamètre
- La consigne de fonctionnement
- L'état de la vanne
- Coefficient de perte de charge singulière.

Les éléments calculés en sortie de simulation sont :

- Le débit
- La perte de charge hydraulique

Dans notre réseau se sont les vannes de sectionnement qui sont prises en compte dans la simulation.

3 – 4 Les Résultats de la simulation

Ces résultats sont donnés sous forme de tableau. Ils présentent l'état des nœuds et des conduites pendant toutes les heures de la journée. Nous présentons ici une partie des résultats à 6 :00 heures qui fait partie des heures les plus critiques c'est-à-dire les pointes.

Le reste des résultats sera placé en annexes.

ID Noeud	Altitude m	Demande LPS	Pression m
Noeud N1	25,93	0,07	33,63
Noeud N2	22,96	0,19	38,60
Noeud N14	21,43	5,83	44,28
Noeud N39	24,3	1,95	41,44
Noeud N227	16,76	0,99	48,94
Noeud N260	12,81	0,42	51,66
Noeud N262	12,77	0,69	51,14
Noeud N275	14,09	0,51	49,43
Noeud N279	13,37	0,59	49,95
Noeud N278	13,71	0,34	49,49
Noeud N402	25,95	11,84	34,76
Noeud N395	20,43	9,07	42,69
Noeud N393	21,5	1,40	44,59
Noeud N392	24,17	1,51	41,94
Noeud N296	12,47	1,01	53,64
Noeud N280	15,23	0,10	48,79
Noeud N259	11,84	0,49	52,63
Noeud N6	21,38	0,10	37,31
Noeud N5	19,59	0,20	34,55
Noeud N7	14,74	0,30	43,60
Noeud N22	12,76	0,35	45,45
Noeud N23	12,86	2,78	45,29
Noeud N8	18,31	0,39	38,35
Noeud N10	19,9	3,92	33,06

Tableau 9 : Etat des nœuds de demande à 6 :00heures

ID Arc	Longueur m	Diamètre mm	Rugosité mm	Débit LPS	Vitesse m/s	Pert.Charge Unit m/km
Tuyau C116	618,86	63	0,1	1,86	0,60	7,66
Tuyau C113	611,29	63	0,1	3,05	0,98	19,61
Tuyau C84	305,40	63	0,1	5,00	1,60	50,41
Tuyau C86	292,64	63	0,1	2,28	0,73	11,28
Tuyau C159	1099,62	100	0,1	3,82	0,49	2,94
Tuyau C153	257,59	600	0,1	-121,11	0,43	0,26
Tuyau C154	1014,35	600	0,1	-152,67	0,54	0,39
Tuyau C150	208,02	200	0,1	-61,90	1,97	17,83
Tuyau C131	239,03	200	0,1	43,64	1,39	9,07
Tuyau C128	282,99	200	0,1	24,60	0,78	3,03
Tuyau C126	732,83	200	0,1	-23,21	0,74	2,72
Tuyau C175	353,22	100	0,1	13,32	1,70	31,44
Tuyau C173	389,63	100	0,1	11,91	1,52	25,31
Tuyau C160	453,22	100	0,1	3,71	0,47	2,78
Tuyau C218	402,12	200	0,1	-18,72	0,60	1,81
Tuyau C171	272,44	150	0,1	33,03	1,87	22,93
Tuyau C163	222,47	150	0,1	32,57	1,84	22,32
Tuyau C162	220,61	150	0,1	19,06	1,08	7,96
Tuyau C161	341,09	90	0,1	-6,69	1,05	14,31
Tuyau C192	212,18	600	0,1	286,11	1,01	1,30
Tuyau C191	283,02	600	0,1	275,56	0,97	1,21

Tableau 10 : Etat des tuyaux à 6 :00heures

3 – 5 Analyse des résultats

La simulation a été faite par itération en jouant sur les diamètres des conduites pour avoir une bonne pression au niveau de chaque nœud et des vitesses acceptables dans les canalisations. L'objectif de base était d'avoir au moins une pression résiduelle de 1 bar au niveau de chaque nœud de demande.

Les résultats définitifs ont montré que nous avons au moins une pression de 1.5 bar à toute heure.

Les différents débits obtenus montrent une disponibilité de l'eau en volume dans toutes les conduites. Quant aux vitesses, les résultats obtenus ne correspondent pas exactement à notre objectif de départ à savoir des vitesses comprises entre 0.6 et 2.5 m/s.

Ceci est dû au fait qu'on a privilégié la disponibilité en pression par rapport à la vitesse dans les conduites.

En effet, la charge hydraulique étant constante, une diminution du diamètre de la conduite entraîne une augmentation de la vitesse et par conséquent une diminution de la pression.

Toutefois, malgré la faiblesse de la vitesse dans certaines conduites, la disponibilité en volume et en pression est assurée dans tout le réseau.

III - Dimensionnement des ouvrages

1 - La conduite d'adduction

La conduite d'adduction est celle reliant l'A.L.G à la bache. Elle alimente la bache par gravité. Le débit de design est le débit journalier maximum à la fin de la période de design. La conduite doit avoir un diamètre permettant d'avoir en tout temps les vitesses d'écoulement telle que $V_{\min} = 0.9 \text{ m/s}$ et $V_{\max} = 1.85 \text{ m/s}$.

Notre réseau présente une conduite d'adduction permettant d'alimenter la bache qui est située à 1300 m de l'A.L.G. Ainsi le débit de design sera donné par :

$$Q = \frac{72103.738}{24 \cdot 3600} = 0.834 \text{ m}^3/\text{s}$$

Le diamètre de la conduite est déterminé en fixant une vitesse sur la plage recommandée.

Dans ce cas on fixe $V = 1.85 \text{ m/s}$. $Q = V \cdot S = V \cdot \frac{\pi D^2}{4}$ avec Q en m^3/s

$$D = \sqrt{\frac{4 \cdot Q}{V \cdot \pi}} = \sqrt{\frac{4 \cdot 0.834}{\pi \cdot 1.85}} = 0.7576 \text{ m} = 757.6 \text{ mm. Le diamètre nominal immédiatement}$$

supérieur est 800 mm.

Donc la conduite d'adduction aura pour diamètre $\Phi = 800 \text{ mm}$.

2 - La bache

La bache est un réservoir au sol situé à l'aval de la conduite d'adduction. Il sera de forme circulaire et pour un volume de 10000 m^3 .

$$V = 10000 \text{ m}^3$$

$$V = \frac{\pi \cdot D^2}{4} \cdot h$$

$$h = \frac{V}{\left(\frac{\pi D^2}{4}\right)}$$

On prend un diamètre $D = 21 \text{ m}$. donc $h = 10000 / (\pi \cdot 21^2 / 4) = 28.87 \text{ m}$; on prend $h = 30 \text{ m}$

Le volume final de la bache est donc de 10391 m^3 .

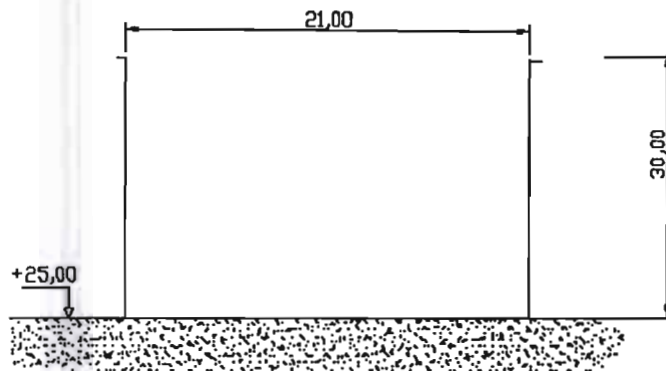


Figure 5 : réservoir sur terre

3 - Le réservoir de tête

Ce sont des réservoirs surélevés placés en tête entre la bâche et le réseau. Dans notre cas ils se situent à 200 m de celles-ci et sont placés aux cotes les plus élevées du réseau pour assurer une charge nécessaire afin d'obtenir des pressions suffisantes à tout moment.

Ces réservoirs sont alimentés par des pompes à partir de la bâche située en amont. Nous disposons ici de trois réservoirs de 5000 m³ chacun.

Les caractéristiques des réservoirs sont :

Volume de la cuve est de 5000 m³

$$V = \frac{\pi * D^2}{4} * h \quad \text{entraîne} \quad h = \frac{V}{\left(\frac{\pi D^2}{4}\right)}$$

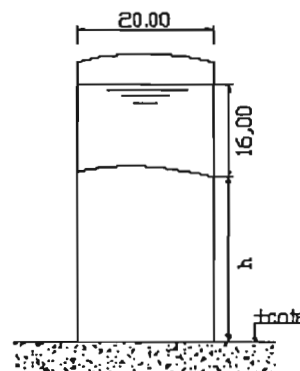


Figure 6: Réservoir de tête.

Pour une cuve de forme cylindrique avec

Comme diamètre $D = 20$ m

La hauteur de la cuve sera

$$h = 5000 / (\pi * 20^2 / 4) = 16.00 \text{ m}$$

La hauteur h et la cote des réservoirs sont données au tableau suivant.

Désignation	La cote du point en m	Hauteur (h) en m	Charge totale minimale en m	Charge totale maximale en m
Réservoir 1	36	38	76	90
Réservoir 2	25	49	76	90
Réservoir 3	23	50	75	89

Tableau 11: caractéristiques des réservoirs de tête**4 - Le choix de la pompe.**

Une pompe est une machine hydraulique qui sert à ajouter de l'énergie à une masse d'eau en mouvement dans une conduite en charge. En hydraulique, elle trouve plusieurs domaines d'application. Dans notre projet, nous disposerons de 3 pompes. Placées dans la bache comme pompes immergées, ces derniers permettront de remplissage des réservoirs de tête qui vont desservir la ville par gravité.

Le choix d'une pompe nécessite la connaissance de caractéristiques comme le débit à refouler (Q) et la hauteur de refoulement (Hmt). Ainsi les paramètres de la pompe à déterminer seront : le diamètre de la roue de pompe, le rendement de la pompe, la puissance hydraulique et la puissance du moteur.

- Le débit refoulé par une pompe.

La consommation journalière maximale de la ville est de 72103.738 m^3 . Les trois pompes doivent pouvoir débiter un volume d'eau égal à cette consommation par jour pour satisfaire la demande de la ville. Cela revient à un volume de 24034.58 m^3 par jour et par pompe.

Pour une pompe qui fonctionnerait 24h/24 on aurait un débit de $1001.4 \text{ m}^3/\text{h}$.

Nous prenons environ un fonctionnement de 18h par jour pour couvrir les plages d'heure de pointe où la consommation est élevée : (6h – 12h) et (18h – 22h).

Ainsi le débit Q que la pompe doit refouler sera donné par

$$Q = \frac{24034.58}{18} = 1335.25 \text{ m}^3/\text{h} \quad \text{Nous prenons} \quad Q = 1350 \text{ m}^3/\text{h}$$

- La Hmt de la pompe

$$H_{mt} = H_{géo} + \sum \text{pertes de charges}$$

Hgéo est la différence d'altitude entre le niveau d'eau le plus élevé dans le réservoir et le niveau de la surface libre de la bache.

Pour R1 et R2 $H_{géo} = 90 - 25 - 30 = 35 \text{ m}$

Pour R3 $H_{géo} = 89 - 25 - 30 = 34 \text{ m}$

La somme des pertes de charge dans les conduites d'aspiration et de refoulement peut être estimée à partir des formules de pertes de charge ou en majorant d'un pourcentage la $H_{géo}$.

-Estimation par formule (pertes de charges linéaires)

$$\Sigma H_f = \Sigma 0.0826 * f * \frac{L}{D^5} * Q^2$$

L est la longueur de la conduite. Le réservoir est situé à 200 m de la bache. Donc $L = 254 \text{ m}$

Les conduites sont en fonte et ont le même diamètre $D = 600 \text{ mm}$

La hauteur des aspérités ε est donnée par des tableaux en fonction de la nature de la conduite. Pour la fonte on donne $\varepsilon = 0.25$

$$\text{D'où } \frac{\varepsilon}{D} = 0.00042$$

f est donné par :

$$f = [-0.869 * \ln(\frac{\varepsilon}{3.7 * D})]^{-2} \quad f = [-0.869 * \ln(\frac{0.00042}{3.7})]^{-2} = 0.016$$

$$\text{D'où } \Sigma H_f = 0.0826 * 0.016 * \frac{254}{0.6^5} * 0.375^2 = 0.607 \text{ m}$$

- Pour tenir compte de toutes les pertes de charges on prendra :

$$\Sigma \text{pertes de charges} = 10 \% H_{géo}$$

Les Hmt obtenues sont :

Pour les pompes P1 et P2 placées en R1 et R2. $H_{mt} = 35 + 3.5 = 38.5 \text{ m}$

Pour la pompe P3 placées en R3. $H_{mt} = 34 + 3.4 = 37.4 \text{ m}$

On aura donc à choisir des pompe refoulant le même débits $Q = 1350 \text{ m}^3/\text{s} = 0.375 \text{ m}^3/\text{s}$ avec des Hmt de 38.5 m et 37.4 m.

Pour le choix de la pompe, on a utilisé un catalogue donnant les courbes caractéristiques des pompes ITUR, $N = 1450 \text{ RPM}$. [14]

Les couples $Q = 1350 \text{ m}^3/\text{s}$, $H_{mt} = 38.5 \text{ m}$ et $Q = 1350 \text{ m}^3/\text{s}$, $H_{mt} = 37.4 \text{ m}$ nous donnent la série 300 – 400.

Les courbes de performance de cette série nous donnent :

Pour les pompes P1 et P2 ($Q = 1350 \text{ m}^3/\text{s}$, $H_{mt} = 38.5 \text{ m}$)

- Diamètre de la roue de pompe $\Phi = 400 \text{ mm}$
- Rendement $\eta = 82 \%$
- Hmt = 41.7 m obtenu en conservant le débit

- Le débit $Q = 1350 \text{ m}^3/\text{h}$

Pour les pompes P3 ($Q = 1350 \text{ m}^3/\text{s}$, Hmt = 37.4 m)

- Diamètre de la roue de pompe $\Phi = 390 \text{ mm}$

- Rendement $\eta = 80 \%$

- Hmt = 37.83 m obtenu en conservant le débit

- Le débit $Q = 1350 \text{ m}^3/\text{h}$

On a les même caractéristiques pour les trois pompes on choisira donc trois pompes identiques.

La puissance hydraulique P_H est donné par $P_H = \gamma * Q * H$

Pour P1, P2 : $P_H = 9.81 * 0.375 * 41.7 = 153.40 \text{ Kwatt}$ **$P_H = 153.40 \text{ Kwatt}$**

Pour P3 $P_H = 9.81 * 0.375 * 37.83 = 139.17 \text{ Kwatt}$ **$P_H = 139.17 \text{ Kwatt}$**

La puissance mécanique P_M est donnée par $P_M = \frac{P_H}{\eta}$

Pour P1, P2 $P_M = 153.40 / 0.82 = 187.07 \text{ Kwatt}$ soit **$P_M = 249.43 \text{ HP}$**

Pour P3 $P_M = 139.17 / 0.80 = 173.96 \text{ Kwatt}$ soit **$P_M = 231.95 \text{ HP}$**

Des marges sont recommandées pour les moteurs en fonction de la puissance absorbée par ces derniers. Elles sont données au niveau des catalogues. Dans ce cas, il est recommandé une marge de 10 % pour des puissances absorbées de plus de 125 HP. Ainsi nous prendrons donc une marge $m = 10 \%$.

La puissance des moteurs des pompes sera alors $P_M' = 1.10 * P_M$

Pour P1, P2 $P_M' = 1.10 * 249.43 = 274.37 \text{ Kwatt}$

Pour P3 $P_M' = 1.10 * 231.95 = 255.14 \text{ Kwatt}$

La consommation journalière en électricité pour une pompe :

$$P_{\text{elect}} = P_M' * 18\text{h}$$

Pour les 3 pompes on aura $P_{\text{elect}} = 2 * 18 * 274.37 + 1 * 18 * 255.14 = 14469.84 \text{ Kwh}$

Connaissant le coût mensuel du Kilowatt / heure on peut déterminer le coût de fonctionnement des pompes.

5) Les réservoirs d'équilibre

La nouvelle ville de Diamniadio sera une grande agglomération qui s'étend sur environ 4000 ha. De plus la source d'alimentation que constitue la conduite d'Alimentation du lac de Guiers se trouve éloignée de la ville ; ceci peut conduire à des pressions souvent faibles, surtout aux heures de pointes.

Pour palier à de telles situations, on aura recours à des réservoirs d'équilibre répartis dans le réseau. Ces derniers se remplissent au moment des faibles consommations c'est-à-dire principalement la nuit et partiellement la journée.

Dans la journée, pendant les heures de pointe ces réservoirs donnent dans leurs zones d'action des pressions supplémentaires.

Les réservoirs d'équilibre ont une capacité en rapport avec leurs zones de desserte. Dans ce réseau nous disposons de six réservoirs d'équilibres répartis dans les cinq secteurs du réseau. Ils sont situés dans des zones de plus basses altitudes que les réservoirs de tête de sorte qu'ils se remplissent par gravité. Le volume de ces réservoirs est déterminé à partir de la réserve minimale $R_{\min}$.

$$R_{\min} = R_E + R_I = 12233.3 \text{ m}^3.$$

Pour deux remplissages dans les 24 heures chaque réservoir aura un volume de V donné par :

$$V = \frac{12233.3}{2 \times 6} = 1020 \text{ m}^3$$

Les dimensions seront alors :

Diamètre = 12 m

Hauteur de la cuve = 8 m

Altitude du radier = altitude du nœud + hauteur du réservoir.

Le tableau suivant donne la position des réservoirs et leurs hauteurs.

Réservoirs	Position	Altitude du nœud (m)	Hauteur réservoir (m)
R1	N396	23.57	31
R2	N306	18.83	31
R3	N30	19.12	31
R4	N137	4.20	35
R5	N199	12.44	35
R6	N189	27.24	25

Tableau 12 : Positions et caractéristiques des réservoirs d'équilibre

TROISIEME PARTIE : EVACUATION DES EAUX USEES

Introduction

L'assainissement d'une agglomération a pour but d'assurer la collecte, le transit de l'ensemble des eaux polluées et de procéder aux traitements avant leur rejet dans le milieu naturel par des modes compatibles avec les normes de l'environnement.

La réalisation d'un système d'évacuation des eaux usées constitue donc un projet très important dans une agglomération. En effet, l'évacuation et le traitement des eaux usées domestiques ont pour objectif essentiel de diminuer le risque sanitaire dû à la dissémination des germes pathogènes au voisinage des habitations, tout en protégeant la qualité des milieux récepteurs. L'assainissement collectif a pour effet de concentrer en un seul point toutes les eaux issues d'une agglomération, ce qui impose la construction d'une station d'épuration pour éviter la pollution du milieu naturel.

I - Généralités

1 - Choix du système

Les systèmes d'égouts des villes se présentent en général sous trois formes. Ainsi, une municipalité aura le choix entre le système séparatif, le système unitaire et le système pseudo séparatif. Cependant, ce choix est tributaire de plusieurs facteurs parmi lesquels on peut citer :

- Les techniques de conception
- L'aspect économique.
- L'impact du système sur le milieu naturel.
- Le type de traitement envisagé.

Pour la nouvelle ville de Diamniadio nous préconisons un système séparatif à écoulement gravitaire pour plusieurs raisons :

- L'étendue et l'importance de la ville considérée comme futur pôle de développement, la densité du réseau routier qui facilite la conception du système.
- Le relief est relativement plat et favorise l'écoulement gravitaire des eaux (voir études topographiques).
- Pour une bonne exploitation de la station d'épuration projetée avec l'obtention de débit d'effluent sensiblement constant mais aussi une meilleure efficacité du traitement des eaux usées ne recevant pas de charges aléatoires provenant des eaux pluviales.

Le réseau d'égout de type séparatif reçoit les eaux usées d'origine domestiques, industrielles des services publics et des eaux parasites.

2 - Population desservie

La commune actuelle de Diamniadio est estimée à 5000 habitants selon le plan d'urbanisme. Cependant la population à desservir correspond à celle de la future ville estimée à partir de la densité de population par unité d'habitation (10 habitants/parcelle) et du nombre d'unités à l'hectare (10 unités/hectare). Ainsi nous obtenons à terme environ 400.000 habitants. Cette valeur sera la base de calcul des débits d'eaux usées.

3 - Les bassins de collecte

Les quantités à considérer dépendent de la répartition des consommations d'eau liées aux facteurs socio-économiques, que l'on peut intégrer dans des catégories d'occupation des sols en fonction de l'importance de l'agglomération et de son activité dominante.

L'évaluation quantitative des rejets d'une agglomération peut être représentée par une modélisation spatiale des zones d'occupation des sols. Pour se faire, nous avons divisé la zone d'étude en deux grands bassins de collectes : Les zones d'habitations et les zones industrielles. Dans les grands bassins, les sous bassins de collecte seront constitués des différentes mailles situées de part et d'autre de la conduite. Ainsi une ou plusieurs mailles peuvent intéresser plus d'un collecteur ; dans ce cas on suppose que les débits d'eaux usées déterminés sont répartis de façon équitable dans les collecteurs.

4 - Période de design

Elle se définit comme l'intervalle de temps pendant lequel le réseau doit répondre aux exigences de la demande, autrement dit la capacité des égouts doit être adéquate. Généralement, la période de design des collecteurs principaux et des émissaires se situe entre 25 et 50 ans. En effet, le débit de design, critère de dimensionnement des égouts sanitaires est le débit calculé à la fin de la période de design. Ce débit correspondra dans notre cas à celui calculé pour une population future de 400.000 habitants.

II - Evaluation des débits d'eaux usées

La détermination des débits d'eaux usées constitue l'une des parties les plus importantes dans la conception des systèmes d'égouts. Ces débits dépendent en grande partie des quantités d'eaux consommées mais aussi du taux de restitution du secteur considéré. En effet, le taux de restitution, défini comme le rapport de la quantité d'eau qui retourne à l'égout sur la quantité consommée, varie selon les secteurs.

Par exemple, dans les zones d'habitations ce taux dépend des habitudes et du niveau de vie des populations mais aussi du climat de la région.

Dans les zones industrielles, le taux de restitution est fonction de la nature des industries.

Ceci montre que les valeurs à prendre en compte sont variables et dépendent des pratiques locales.

1- Eaux usées domestiques

La plus grande partie des eaux usées domestiques provient des consommations. Nous considérons dans cette étude que les principales sources d'eaux usées domestiques sont les zones résidentielles, et les zones de loisirs. Dans les résidences, on distingue deux types d'eaux usées : les eaux ménagères et les eaux vannes. L'estimation de ces eaux usées sera basée sur le taux de restitution qui varie selon les usages de l'eau consommée. Plusieurs auteurs donnent des taux de restitution selon la localité. Au Canada le taux est compris entre 60% et 80% pour le domestique. [13]

Dans le cadre de cette étude on prend comme hypothèse un taux de restitution de 80% pour les eaux usées domestiques.

2 - Eaux usées industrielles

Les quantités d'eaux usées industrielles varient selon le type et l'importance de l'industrie mais aussi selon la méthode de traitement des eaux ; d'où la nécessité de bien les évaluer. Cependant il faut distinguer deux types d'eaux usées : les eaux usées domestiques du personnel et les eaux usées provenant de l'usage de l'eau dans les procédés de fabrication. Dans le cadre de ce travail la nature des unités industrielles n'est pas connue à priori, ainsi l'estimation des débits d'eaux usées se fera sur la base du taux de restitution.

Toutefois il est à noter que le taux de restitution même varie selon le type d'eaux usées considéré et selon que l'unité industrielle dispose ou non d'un programme de réutilisation des eaux. Selon la localité, on retrouve des taux variant de 85% à 95% de l'eau consommée. [6]

Nous prendrons comme hypothèse un taux de restitution de 85% pour les deux types d'eaux usées prédéfinis.

3 - Eaux usées des services publics

Elles sont constituées des eaux usées provenant des services tels que les écoles, les hôpitaux, les institutions etc. L'estimation de ces quantités d'eaux est plus ou moins arbitraire et dépendent des pratiques locales. Les valeurs prises en compte ici sont très variables. En France on admet 30 à 60 l/élève/j pour les écoles 400 à 540 l/lit/j pour établissement hospitalier [7]. On prendra comme hypothèse une valeur de 0.300 l/s par hectare.

4 - Eaux usées des services commerciaux

Dans les zones commerciales (restaurant, marché etc.), on a estimé les quantités d'eaux usées à l'hectare soit 0.40 l/s. Cependant il faut noter que cette valeur varie d'une localité à une autre du fait des pratiques qui diffèrent.

5 - Eaux usées parasites

On définit les eaux parasites par l'ensemble des eaux autres que domestiques, industrielles et commerciales qui pénètrent dans le réseau d'égouts. Ainsi selon la manière d'accéder au réseau, on distingue les eaux d'infiltration et les eaux de captage.

Les eaux d'infiltration proviennent de la nappe phréatique mais aussi des surfaces perméables des sols. Ces eaux pénètrent dans le réseau à travers les fissures des conduites, des joints défectueux, le manque d'étanchéité au niveau des joints et les regards. Les travaux de construction et les matériaux n'étant pas parfaits, l'infiltration est prise en compte dans le design des canalisations. Il existe plusieurs méthodes d'évaluation des débits d'infiltration. On peut considérer que l'infiltration est fonction du diamètre des conduites et de leur longueur. Ou bien elle est fonction de la surface desservie par le réseau d'égouts.

Dans les nouveaux réseaux comme le cas de Diamniadio étudié ici, l'utilisation de tuyaux en béton et en PVC de bonne qualité réduit considérablement l'infiltration des eaux. Ainsi les débits d'infiltration seront considérés comme nuls pour les besoins du dimensionnement.

Les eaux de captage sont canalisées dans le réseau de façon intermittente ou parfois continue surtout en période de pluies. Ceci est dû souvent à des pratiques telles que le raccordement des drains de fondation au réseau domestique, l'interception de fossés et de ruisseaux, ces eaux peuvent aussi pénétrer par la tête des regards situés dans les dépressions du terrain. Dans les nouveaux réseaux domestiques comme le cas étudié ici, le débit de captage est nul.

III - Variation des débits d'eaux usées

Les débits d'eaux usées varient dans le temps. Ainsi au cours de la journée, le débit consommé par les utilisateurs et restitué sous forme d'eaux usées n'est pas constant. Ces variations constituent un problème bien plus complexe. En effet, en un point quelconque du réseau, transite à un instant donné des eaux qui ont été rejetées à des moments différents. Donc la variation dépend aussi de la répartition dans l'espace des points de rejet. Il est donc pratiquement impossible de prévoir a priori les variations journalières des débits d'eaux usées. Les variations hebdomadaires et saisonnières sont encore davantage plus difficiles à appréhender. La cause principale de cette difficulté réside dans l'influence prépondérante que jouent les habitudes des usagers.

L'analyse de ces variations montre qu'une prévision heure par heure est actuellement très difficile. Ainsi pour des besoins du dimensionnement de notre réseau, on aura recours à des méthodes simplifiées basées sur la notion de coefficient de pointe.

1 - Coefficient de pointe

Le coefficient de pointe est un multiplicateur permettant de calculer le débit de pointe à partir du débit horaire moyen. On retrouve dans la littérature plusieurs méthodes pour la détermination des coefficients de pointe. Le coefficient de pointe varie selon le type d'eaux usées considérées. Ainsi on obtient :

- Pour les eaux usées domestiques

Ce coefficient peut être estimé par plusieurs formules. Celle retenue dans notre cas s'applique essentiellement dans les zones résidentielles [1].

$$P = 1.5 + \frac{2.5}{\sqrt{Q_m}}$$

Dans les autres zones participant aux débits d'eaux usées domestiques comme les zones commerciales et institutionnelles, on prendra la même formule.

- Pour les eaux usées industrielles

Les rejets eaux usées industrielles présentent également des fluctuations journalières. Cependant les causes sont différentes de celles relatives aux eaux domestiques. Par conséquent la formule précédemment utilisée pour les facteurs de pointe domestiques reste inadaptée dans ce cas. Il conviendra ainsi de faire des hypothèses particulières pour estimer ces coefficients de pointe.

Dans la zone d'étude, on ne connaît pas à priori la nature des industries qui y seront implantées. Dans de telles situations, on peut faire l'hypothèse que les coefficients de pointe sont compris entre 2 et 3 pour les eaux industrielles seules [1].

On adoptera comme coefficient de pointe une valeur constante de 2.5 pour toutes les zones industrielles.

2 - Calcul du débit de design

La capacité d'un égout sanitaire se détermine par une analyse des quantités actuelles et futures des eaux usées. Ces quantités dépendent principalement dans notre cas de la population à desservir, de sa densité et de la consommation en eau, dans la mesure où les eaux d'infiltration et de captage restent négligeables. On dimensionnera donc les conduites pour des débits de pointe qui correspondent à la densité de saturation de la population.

Le débit de design sera donc le débit de pointe à cette saturation. Autrement dit, ce débit correspond au débit de pointe à la fin de la période de design.

$$Q_{design} = P \cdot Q_{moy} + Q_{inf\ itl} + Q_{captage}$$

IV - Planification du réseau

La planification d'un réseau commence par l'identification d'un point de déversement qui doit être un point de plus basse altitude possible par rapport aux autres points du réseau puisque l'écoulement doit se faire si possible par gravité. On procède ensuite à l'identification des bassins et sous bassins de même que les infrastructures déjà existantes. Les cartes topographiques avec lignes de contours sont donc incontournables pour la planification d'un réseau d'égouts.

Elles nous permettront d'épouser au maximum la pente du terrain naturel et d'éviter autant que possible le pompage ou les excavations trop profondes. Les facteurs à considérer dans la planification d'un réseau d'égouts sont :

- la période de conception : les installations sont prévues pour répondre aux besoins à terme de la population de la ville. La période d'exploitation du réseau doit être assez longue.
- la population à desservir : le dimensionnement du réseau a été fait sur la base de la capacité estimée de la ville, soit 400000 habitants.
- Les quantités d'eaux à évacuer (cf. paragraphe sur l'évaluation des débits d'eaux usées)

V - Conception du réseau

Un réseau d'assainissement a pour objet la collecte des eaux usées et, pour objectif la protection du milieu naturel ; il constitue un équipement public essentiel. Il doit être parfaitement étanche, même en cas de mouvement de terrain Il assure l'écoulement rapide des eaux usées et doit avoir un degré élevé de durabilité.

La conception d'un réseau de collecte des eaux usées doit être telle qu'elle assure un fonctionnement régulier du système et n'exige que des travaux d'entretien minimaux. Le critère majeur à observer dans la disposition et la conception générale d'un tel réseau est celui de la vitesse d'écoulement. Cette vitesse varie de 0.6 à 0.9 m/s. Pour tout égout, quelque soit sa taille, une pente minimale est requise en vue du maintien d'une vitesse minimale spécifiée lorsque l'égout débite à plein. La vitesse maximale est de l'ordre de 3 m/s. Cette limite maximale n'est toutefois pas aussi rigide que la limite minimale.

Pour être efficace le réseau d'égout doit répondre à certains objectifs :

- être suffisamment profond pour capter les eaux qui lui sont destinées
- résister aux charges mortes (remblai) et vives (circulation)
- avoir une capacité hydraulique suffisante pour véhiculer les débits de pointe anticipés
- avoir une pente suffisante de façon à éviter tout dépôt des solides
- être muni des infrastructures nécessaires pour assurer le captage, l'évacuation et l'entretien efficace du système
- être économique d'entretien et sécuritaire aussi bien pour le personnel d'entretien que le public et ce tout au long de sa vie utile.

Dans la conception d'un réseau d'égouts, on doit tenir compte de l'emplacement, du diamètre, de la pente, de la profondeur, et du matériau de la conduite.

L'évacuation des eaux usées se fait par gravité, c'est-à-dire que l'énergie provient de la différence d'élévation d'une conduite.

Cette énergie doit être suffisante pour prévenir tout dépôt dans les conduites. Dans le cas où on rencontre des difficultés d'évacuation par gravité ou lorsque les profondeurs deviennent élevées, on peut faire usage de station de relèvement.

Cependant la conception de notre réseau se fera sur le logiciel MENSURA version 4 dont la présentation se fera par la suite.

Le fonctionnement des réseaux d'égouts exige, outre les tuyauteries, toute une variété de structures, dispositifs et accessoires dont les réservoirs de chasse et les regards de visite sont les plus nombreux.

VI - Dimensionnement du réseau

Le dimensionnement du réseau fait appel à l'ensemble des lois de l'hydraulique. Cependant, on fait généralement appel à des hypothèses simples sur les conditions d'écoulement. On considère notamment que le régime est permanent et uniforme. C'est-à-dire que les débits sont pris maximaux et constants dans le temps et dans l'espace. Le logiciel MENSURA (version 4) utilisé ici est basé sur ce principe.

1 - Présentation du logiciel MENSURA

Mensura version 4, logiciel de CAO/DAO de métré, est la concrétisation de 20 ans de recherche et de synthèse dans les différents secteurs des travaux publics. Il est commercialisé par la société française **cobra intégra**.

Mensura décline une gamme de 10 modules logiciels parfaitement adaptés aux métiers des travaux publics et du VRD.

Dans le cadre de ce travail, les principaux modules qui seront utilisés sont celui de l'assainissement et celui de la topographie. Le module d'assainissement est composé de deux parties : évacuation des eaux usées et évacuation des eaux pluviales.

2 - Les paramètres d'entrées du logiciel

L'étude d'un projet d'évacuation des eaux usées sur Mensura 4 commence par la détermination des paramètres indispensables pour la suite du projet.

2 – 1 Les bassins de collecte des eaux usées.

Le logiciel dispose d'une fonction (GETBASSEU) permettant de saisir les bassins de collectes. Après l'appel de cette fonction, il faut entrer l'ensemble des points définissant le contour du bassin, en tenant compte de la topographie du terrain et de l'homogénéité des bassins. Ces points peuvent être calculés par les fonctions de dessin du module DAO.

2 – 2 Les débits d'eaux usées.

Après la validation de chaque bassin de collecte, Mensura fait apparaître une boîte de dialogue permettant de renseigner ou de modifier les attributs du bassin. Cette fenêtre comporte trois parties : la population à desservir, les débits d'eaux et le facteur de pointe. Ainsi selon la nature de notre bassin il faut entrer :

➤ Pour les bassins formés d'habitations et zones assimilées :

La population actuelle et future, les consommations d'eau actuelle et future préalablement calculées, le taux de restitution et enfin le facteur de pointe.

➤ Pour les bassins formés de zones industrielles :

Dans ce cas, il faut entrer les consommations d'eau de la zone à l'hectare, le taux de restitution et le facteur de pointe.

2 – 3 Facteurs de pointe

Les coefficients de pointe sont gérés par la fonction PARAMEU du module d'assainissement. A l'appel de cette fonction une boîte de dialogue qui permet de définir l'hypothèse de calcul de ce coefficient s'affiche.

Dans le cas de ce travail, les facteurs de pointe P déterminés par la formule citée plus haut sont pris en compte dans la fonction. il suffira de respecter la sélection et fixer les paramètres a et b ($a = 1.5$; $b = 2.5$).

2 – 4 Méthode de dimensionnement

Le dimensionnement des canalisations avec Mensura peut se faire avec trois formules selon l'option choisie. Il est géré par la fonction PARDIMEU du module qui permet après son appel de choisir la méthode de dimensionnement. Ces différentes méthodes sont basées sur :

- La norme française (circulaire interministérielle « 77-284 »)

En ce référant aux caractéristiques spécifiques de la circulaire 77-284, la formule à utiliser est celle de Bazin et les règles de cette circulaire s'imposent. Dans ce cas, les coefficients d'écoulement de Bazin (γ) sont compris entre 0.16 et 0.25.

- La norme européenne « EN 752 - 4 »

Dans cette norme, il est possible d'utiliser la formule de Manning - Strickler et d'adopter des coefficients de « K » compris entre 70 et 90.

On peut utiliser également la formule de Colebrook - White

Nous avons utilisé dans ce travail la formule de Manning – Strickler qui bien que empirique est considérée comme la plus populaire pour le calcul des écoulements dans les conduites. On fixera également notre coefficient K à 80.

Les différents paramètres de consommation et de restitution étant entrés, le logiciel calcul les différents débits d'eau usées dans les bassins. Ainsi on :

Q_m : le débit moyen du bassin à évacuer.

$$Q_m = \text{taux de restitution} \cdot \text{Consommation totale dans le bassin}$$

Q_{mr} : le débit en route

$$Q_{mr} = Q_m / n$$

Avec n le nombre de conduites à travers lesquelles le débit moyen du bassin doit être évacué. C'est l'apport du bassin dans chaque conduite.

Q_{me} : le débit entrant dans la conduite.

$$Q_{me} = \text{débit venant de l'amont}$$

Q_{mst} : le débit sortant de la conduite

$$Q_{mst} = \text{débit venant de l'amont} + \text{l'apport des bassins}$$

Q_{pe} et Q_{pst} sont respectivement les débits de pointe entrant et sortant. Ils sont obtenus en multipliant les débits entrant et sortant par les coefficients de pointe.

$$Q_{pe} = Q_{me} \cdot FP$$

$$Q_{pst} = Q_{mst} \cdot FP$$

Q_{pf} est le débit de design qui nous permettra de dimensionner la conduite. C'est la moyenne arithmétique de Q_{pe} et Q_{pst} .

$$Q_{pf} = \frac{Q_{pe} + Q_{pst}}{2}$$

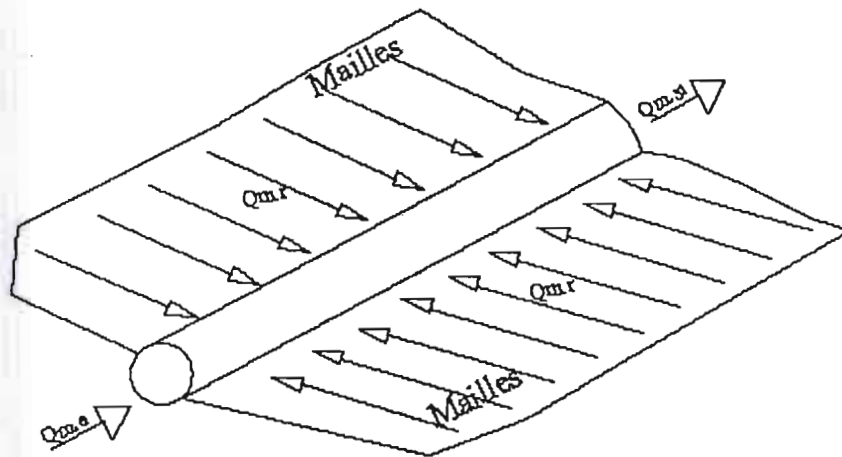


Figure 7 : distribution des débits en route

3 - Les résultats du dimensionnement

Les résultats du dimensionnement seront donnés en annexes sous forme de tableau. Les composantes de ces tableaux sont :

- le tronçon désigné par le numéro du regard amont et celui du regard aval.
- Le diamètre théorique
- Le diamètre économique : Celui qui est immédiatement supérieur au diamètre théorique en respectant la règle du génie : le diamètre de la conduite aval est supérieur ou égal à celui de la conduite amont.
- La pente du terrain naturel donné par :

$$pente = \frac{cote_{amont} - cote_{avale}}{D}$$

D est la distance entre les deux points.

- La pente projet, elle est choisie de façon à éviter le plus possible des profondeurs de fouilles très élevées sur de longues distances mais aussi pour obtenir des vitesses pouvant assurer un auto curage des conduites.
- La distance entre deux regards.
- Les différents débits cités plus haut : Q_{me} , Q_{ms} , Q_{pe} , Q_{pst} et Q_{pf} .
- Les vitesses à pleine section VPS, les vitesses à section rempli à moitié V1/2S et les vitesses à section rempli au 2/10 du diamètre. V2/10S.

Le tableau qui suit est un extrait des résultats.

Tronçon	Ø théor.	Ø éc.	Pente m/m	Pente Projet	Long ueur	Qme l/s	Qmst l/s	Qpe l/s	Qpst l/s	Qpf l/s	VPS m/s	V 1/2 S m/s	V 2/10 S m/s
Rg0-Rg1	68,683	250	0,00758	0,0080	83	-	1,065	-	3,09	1,54	0,99	0,99	0,76
Rg1-Rg2	103,700	250	0,00758	0,0080	83	1,070	2,130	3,09	6,18	4,63	0,99	0,99	0,76
Rg2-Rg3	125,596	250	0,00758	0,0080	83	2,130	3,190	6,18	9,26	7,72	0,99	0,99	0,76
Rg3-Rg4	187,091	250	0,00127	0,0020	64	5,734	7,568	9,26	13,08	11,17	0,49	0,49	0,38
Rg4-Rg5	208,884	250	0,00127	0,0020	64	7,570	9,402	13,08	16,90	14,99	0,49	0,49	0,38
Rg5-Rg6	227,429	250	0,00127	0,0020	64	9,402	11,236	16,90	20,71	18,80	0,49	0,49	0,38
Rg6-Rg7	243,745	250	0,00127	0,0020	64	11,236	13,070	20,71	24,53	22,62	0,49	0,49	0,38
Rg7-Rg8	258,418	315	0,00127	0,0020	64	13,070	14,904	24,53	28,34	26,44	0,58	0,58	0,44
Rg8-Rg9	271,821	315	0,00127	0,0020	64	14,904	16,738	28,34	32,16	30,25	0,58	0,58	0,44
Rg9-Rg10	284,203	315	0,00127	0,0020	64	16,738	18,572	32,16	35,98	34,07	0,58	0,58	0,44
Rg10-Rg11	295,747	315	0,00127	0,0020	64	18,572	20,406	35,98	39,79	37,88	0,58	0,58	0,44
Rg11-Rg12	306,584	315	0,00127	0,0020	64	20,406	22,240	39,79	43,61	41,70	0,58	0,58	0,44
Rg12-Rg13	316,818	400	0,00127	0,0020	64	22,240	24,074	43,61	47,43	45,52	0,67	0,67	0,52
Rg13-Rg14	326,529	400	0,00127	0,0020	64	24,074	25,908	47,43	51,24	49,33	0,67	0,67	0,52
Rg14-Rg15	335,781	400	0,00127	0,0020	64	25,908	27,742	51,24	55,06	53,15	0,67	0,67	0,52
Rg15-Rg16	344,626	400	0,00127	0,0020	64	27,742	29,576	55,06	58,87	56,97	0,67	0,67	0,52
Rg16-Rg17	353,109	400	0,00127	0,0020	64	29,576	31,410	58,87	62,69	60,78	0,67	0,67	0,52
Rg17-Rg18	361,264	400	0,00127	0,0020	64	31,410	33,244	62,69	66,51	64,60	0,67	0,67	0,52
Rg18-Rg19	369,124	400	0,00127	0,0020	64	33,244	35,078	66,51	70,32	68,41	0,67	0,67	0,52
Rg19-Rg20	376,715	400	0,00127	0,0020	64	35,078	36,912	70,32	74,14	72,23	0,67	0,67	0,52

Tableau 13 : Résultats du Dimensionnement (eaux usées)

VII - Analyse des résultats

Les résultats du dimensionnement dépendent en grande partie des paramètres d'entrée du logiciel. En effet, les principaux facteurs ayant servi au dimensionnement ont été déterminés et fournis à la machine. Cela laisse supposer donc un résultat connu à l'avance et facilite l'interprétation de ce dernier. Les paramètres calculés sont les diamètres des canalisations et les vitesses d'écoulement. Ces paramètres sont fonction de la pente du projet et des débits à évacuer.

- Diamètre des conduites.

Pour chaque tronçon de conduite, le diamètre théorique est calculé en fonction de la pente et du débit de pointe. Ainsi le diamètre économique choisi est celui qui est immédiatement supérieur au diamètre théorique et cela en fonction du type de matériau utilisé.

Cependant, on a fixé un diamètre minimal de 250 mm dans tout le réseau pour palier à d'éventuels variations des débits à évacuer qui sont fonction des habitudes des populations. Les tuyaux utilisés ici sont en PVC et en béton avec des diamètres variant de 250 à 800 mm.

- Les vitesses d'écoulement dans les conduites

Les vitesses calculées dans chaque conduite sont fonction de la pente et du diamètre économique. Elles sont calculées lorsque la conduite coule à pleine section, à moitié pleine et à 2 / 10 de la section. Les vitesses trouvées varient de 0.22 à 2.27 m / s en pleine section et en section remplie à moitié, de 0.10 à 1.75 m/ s pour une section remplie au 2/10 du diamètre.

On retrouve dans la littérature une limitation des vitesses d'écoulement dans les réseaux d'égouts, pour assurer les conditions d'auto curage des conduites, mais aussi pour contrôler le bruit et d'éviter une usure et une détérioration excessive des conduites et ouvrages annexes comme les regards.

Ces vitesses limites ne sont en général obtenues que pour des pentes fixées, qui ne répondent pas toujours aux exigences de la topographie du terrain. Ce phénomène rend difficile l'adaptation des pentes et conduit souvent à des profondeurs de fouille assez élevées.

La vitesse minimale doit normalement varier entre 0.6 et 0.75 m/s pour les égouts d'eaux usées domestiques. [13]

La vitesse maximale imposé généralement dans les conduites est 3 m/s.[13]

Au niveau de Mensura les conditions d'auto curage sont fixées selon que la conduite est pleine ou partiellement rempli.

Ainsi, à pleine ou à demi section, un tuyau circulaire doit assurer une vitesse d'écoulement supérieure ou égale à 0.70 m/s. pour un remplissage au 2/10 du diamètre, la vitesse doit être supérieure ou égale à 0.30 m/s.

Les résultats du dimensionnement montrent que la condition d'auto curage est satisfaite dans le plupart des conduites. Néanmoins, il existe des tronçons où cette condition n'est pas vérifiée et il faut prévoir des dispositifs particuliers comme les réservoirs de chasse pour assurer le nettoyage des conduites. Toutefois, la vitesse la plus grande étant de 2.27 m/s inférieur à 3 m/s, la condition relative à la vitesse maximale est satisfaite pour tout le réseau.

On remarque également que les vitesses en pleine section et les vitesses en section rempli à moitié sont les mêmes.

En effet, on a : $V = 80 \cdot R^{2/3} \cdot S^{1/2}$

R : rayon hydraulique

S : la pente.

- En pleine section.

$$R = \frac{A}{P} \quad A = \pi r^2 = \pi \frac{D^2}{4} ; P = 2 \pi r = \pi D \text{ d'où } R = \frac{D}{4}$$

- Section à moitié pleine.

$$P = \pi r = \frac{\pi D}{2} \quad A = \frac{1}{2} * \frac{\pi D^2}{4} = \frac{\pi D^2}{8} \quad \text{D'où } R = \frac{D}{4}$$

VIII - Les Ouvrages Annexes

Le fonctionnement des réseaux d'égouts exige, outre les tuyauteries, toute une variété de structures, dispositifs et accessoires. Dans le cas de notre travail, ces accessoires dits ouvrages annexes sont : les réservoirs de chasse, les stations de relèvement et les regards.

1 - Les réservoirs de chasse

L'analyse des résultats obtenus a montré que dans certaines conduites du réseau la condition d'auto curage n'est pas vérifiée. Ainsi lorsqu'il n'est pas possible de faire procéder régulièrement au curage des canalisations, par des moyens appropriés, il convient de disposer de réservoirs de chasse fonctionnant de façon automatique pour effectuer ce nettoyage.

Le principe des réservoirs de chasse consiste à disposer en tête et éventuellement sur le parcours du réseau (espacement 150m) des citernes à faible capacité (maximum 1000 L) qui se remplissent selon la cadence recherchée. [7] [10]

Dans le réseau, les conduites susceptibles d'être équipée d'un tel dispositif et la capacité de ces dernières sont indiquées sur le tableau suivant.

$$\text{La capacité est donné par : } C = \frac{1}{10} \cdot \frac{\pi \cdot D^2}{4} \cdot 150$$

Cette capacité est le dixième du volume entre deux cylindres successifs placés sur la conduite.

Tronçon	Longueur	Nombre citerne	Capacité en Litre
Rg48 – Rg60	600	4	1000
Rg131 – Rg135	300	2	736
Rg150 – Rg159	570	4	736
Rg169 – Rg178	450	3	736
Rg195 – Rg204	540	4	736
Rg308 – Rg320	500	3	736
Rg358 – Rg369	385	2	736
R284 – R297	689	4	1000
R393 – R399	367	2	736

Tableau 14: caractéristiques et dispositions des réservoirs de chasse

Cependant, il faut noter que de plus en plus, ces dispositifs ne sont plus préconisés dans les réseaux en raison des fuites d'eau fréquentes et de leur manque d'efficacité. De plus, l'eau des chasses constitue une lourde charge pour les municipalités et peut conduire à des consommations importantes. Du point de vu du traitement des eaux à la station d'épuration, cette eau entraîne une augmentation des volumes d'eau usées par dilution, du coût du traitement et peut compromettre l'efficacité de ce dernier.

2) Les stations de relèvement

La nouvelle ville de Diamniadio présente un relief relativement plat favorisant l'écoulement gravitaire des eaux usées. Cependant, pour une pente plus ou moins constante, on arrive sur une longue distance à des profondeurs de fouilles assez élevées de l'ordre de 6 mètres.

Ainsi, le pompage des eaux usées devient dans une certaine mesure inévitable ; il faut donc prévoir des stations de relèvement.

Dans de telles stations, on y refoule les eaux usées de leur niveau d'arrivée vers un niveau supérieur pour qu'elles s'en écoulent par gravité dans le réseau. Les hauteurs de refoulement sont en général faibles. Cela permet à un collecteur devenu trop profond de retrouver un niveau acceptable.

Un poste de relèvement se compose principalement de la bêche de reprise ou bassin de rétention, des grilles et des pompes. Cependant, dimensionner un poste commence par la détermination de sa capacité. Une installation de pompage calculée pour une zone déterminée doit être en mesure d'écouler le débit de pointe prévu dans cette zone. Ainsi la capacité ne doit pas être supérieure à celle de l'égout qui reçoit la décharge.

2 – 1 Bêche de reprise.

Les dimensions des bèches de reprises sont déterminées en association avec les caractéristiques des pompes, de telle sorte que le temps de rétention (10 à 15 min) soit inférieur au temps nécessaire pour la décantation de l'effluent. Ceci permet d'empêcher aux eaux usées de devenir septiques et de dégager de mauvaises odeurs. Leurs parois doivent être inclinées sur l'ouverture d'aspiration de la pompe.

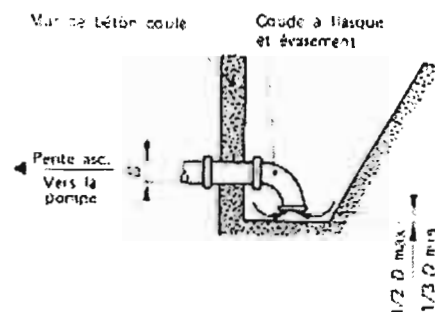


Figure 8 : Bêche de reprise à parois inclinées.

L'emplacement de la pompe par rapport au bassin de rétention est un important paramètre de calcul. Maintenant qu'il existe des pompes submersibles utilisables pour les eaux usées, on pourrait envisager leur emploi dans les bèches de reprise. En effet, ces pompes simplifient considérablement la conception des installations de pompage.

Pour déterminer les dimensions des bèches de reprises on se fixe un temps de rétention de 10 minutes. Le volume de la bêche sera déterminé sur cette base.

$V = Q \cdot 10 \cdot 60 \cdot 1.10$ avec une pondération de 10%

Les débits refoulés par la conduite amont dans les deux stations sont :

Pour Nœud R_g55 $Q = 95.72 \text{ l/s}$

Pour Nœud R_g232 $Q = 47.41 \text{ l/s}$

Les volumes des bâches sont :

Nœud Rg55 $V = 95.72 \cdot 10 \cdot 60 \cdot 1.10 = 63175.2 \text{ l}$ soit 63.175 m^3

Nœud Rg232 $V = 47.41 \cdot 10 \cdot 60 \cdot 1.10 = 31290.6 \text{ l}$ soit 31.29 m^3

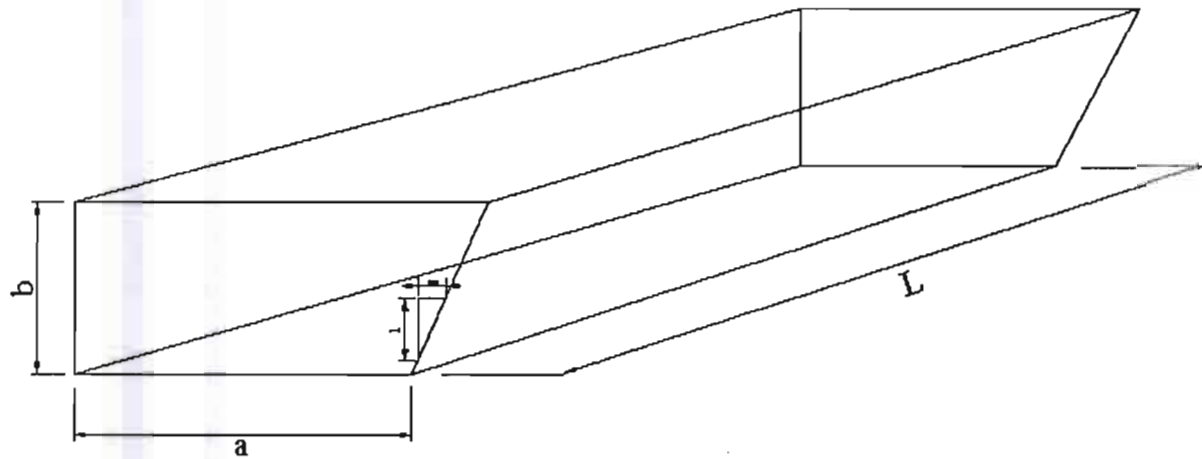


Figure 9 : bâche de reprise

- Pour le Nœud Rg55

$$V = 63.175 \text{ m}^3$$

On fixe $a = 2.50 \text{ m}$

On fixe $L = 10 \text{ m}$

On détermine la profondeur (b) du bassin.

Paroi inclinée de 1.75 : 1 donc $\tan \alpha = \frac{1}{1.75} = \frac{a'}{b}$ $a' = \frac{b}{1.75}$

La surface trapézoïdale S est donné par : $S = \frac{(B+a)b}{2}$ $B = a + a' = a + \frac{b}{1.75}$

$$S = 6.32 = \frac{(2 \cdot 2.5 + \frac{b}{1.75})b}{2} \quad 12.64 = 5 \cdot b + 0.57 \cdot b^2 \text{ après résolution on trouve } b = 2.05 \text{ m}$$

Donc on a : $L = 10 \text{ m}$

$$a = 2.50 \text{ m}$$

$$b = 2.05 \text{ m}$$

- Pour le Nœud Rg232

$$V = 31.29 \text{ m}^3$$

On fixe $a = 2.50 \text{ m}$

$$\text{On fixe } L = 6 \text{ m} \quad S = 5.215 = \frac{(2 \cdot 2.5 + \frac{b}{1.75})b}{2} \quad 10.43 = 5 \cdot b + 0.57 \cdot b^2$$

La résolution donne $b = 1.74 \text{ m}$

Donc on a $L = 6 \text{ m}$
 $a = 2.50 \quad b = 1.74 \text{ m}$

Le temps de rétention maximal étant de 10 min, on peut estimer les débits de fonctionnement des pompes à installer.

Pour le Nœud Rg55

$$Q = \frac{63.175}{10 \times 60} = 0.105 \text{ m}^3/\text{s} \quad \text{la Hmt} = 4.05 \text{ m}$$

Pour le Nœud Rg232

$$Q = \frac{31.29}{10 \times 60} = 0.052 \text{ m}^3/\text{s} \quad \text{la Hmt} = 5.513 \text{ m}$$

La Hmt est la hauteur entre le fond du bassin où est placée la conduite d'aspiration de la pompe et le niveau de la conduite avale.

2 – 2 Les Pompes

Le choix des pompes dans les postes de relèvement se fonde sur la charge totale et sur les pertes dans les éléments de l'installation. Un poste de pompage d'eaux usées pourra être équipé de l'une des trois types de pompes suivantes : pompe centrifuge, pompe à écoulement axial et pompe à fonctionnement mixte. Pour les petites stations, on recommande le plus souvent la pompe centrifuge ; tandis que pour les faibles charges et les grands volumes c'est la pompe à écoulement axial qui convient. Par ailleurs, on peut retrouver également les équipements tels que les éjecteurs ou émulseurs.

Dans le cas d'une petite installation, il faut disposer au moins de deux pompes ou de deux réservoir - éjecteurs pour assurer la continuité du fonctionnement lors des réparations éventuelles. Il est nécessaire aussi de disposer de pompes de secours et de groupe électrogènes automatiques pour pallier à d'éventuelles défaillances de l'alimentation électrique.

2 – 3 Les grilles.

Dans les réseaux de collecte des eaux usées, se déposent toutes sortes de débris, surtout des chiffons, qui risquent d'obstruer les pompes.

Pour palier à cela, on dispose en général une grille à barreaux à 150 mm au moins au dessous du radier de l'égout d'entrée et le canal de fuite au dessous de la grille, 150 mm plus bas. Les grilles en forme de panier amovible se révèlent satisfaisantes pour le nettoyage périodique de ces dernières.

Dans le cas du réseau d'évacuation des eaux usées de la ville de Diamniadio, deux stations de relèvement sont prévues aux nœuds suivants. Les caractéristiques de ces différentes stations sont résumées dans le tableau qui suit.

Emplacement station	Débit (l/s)	Hmt à relever	Débits des pompes m ³ /s	Longueur de la conduite m	Φ conduite amont	Φ conduite aval
Nœud Rg55	95.72	4.05 m	0.105	50	500 mm	500 mm
Nœud Rg232	47.41	5.513 m	0.052	209	600 mm	600 mm

Tableau 15 : Caractéristiques des stations de relèvement**3 - Les regards d'égouts**

Le regard d'égout constitue une infrastructure de toute première importance du réseau. Ils sont en général les éléments les plus nombreux du réseau. Ils permettent d'inspecter et de nettoyer les égouts ainsi que d'en extraire les matériaux qui font obstacle à l'écoulement. Ils assurent aussi une ventilation dans le réseau permettant ainsi aux gaz nocifs et explosifs de s'échapper. On les aménage couramment à tous les points du réseau où les canalisations changent de direction, de taille, de pente, ou présentent des bifurcations.

L'espacement entre les regards d'égouts varie en fonction des diamètres des conduites qu'ils relient. Pour les conduites de petits et moyens diamètres, l'espacement des regards ne dépasse pas 90 m à 120 m. Pour celles de plus de 1220 mm de diamètre intérieur un espacement de 150 m au plus est acceptable. Dans le cas de ce travail, les diamètres des conduites varient de 250 mm à 800 mm et les espacements entre regards adoptés sont compris entre 50 m et 83 m.

Un regard doit pouvoir :

- fournir un accès convenable à une conduite d'égouts soit pour des observations, soit pour l'entretien.
- offrir un minimum d'obstruction à l'écoulement des eaux de façon à éviter des pertes de charges excessives.
- être une structure durable.

Selon la profondeur on peut prévoir deux types de regards : regards d'égouts de type ordinaire et regards de chute. Dans le premier type, les dimensions internes des regards sont telles que les opérations de visite et de nettoyage n'offrent pas de difficultés. On adoptera un diamètre intérieur minimal de 1.2 m et une ouverture supérieure circulaire de 0.6 m.

Le deuxième type de regards est construit lorsque la dénivellation entre la conduite amont et celle aval est importante. Ceci permet à l'égoutier de ne pas recevoir les eaux venant de l'amont. Les deux types de regards sont montrés en annexes.

IX- Dispositions constructives

1 - Matériaux de construction des égouts

Le choix des matériaux de construction des réseaux d'égouts doit faire l'objet d'une attention particulière. En effet, les facteurs suivants sont à considérer :

- la disponibilité des matières : ciment, agrégats et acier d'armature pour les tuyaux en béton par exemple.
- les caractéristiques d'écoulement des tuyauteries (coefficients de frottement, ...)
- la durabilité prévue des divers matériaux dans les conditions locales
- la résistance physique des matériaux
- la résistance à l'érosion, aux acides, bases, gaz, et solvants lorsqu'il faut évacuer des eaux usées industrielles ou qu'il s'impose d'installer des égouts longs, peu inclinés, sous des climats chauds, ce qui accroît les risques de corrosion
- la facilité de manutention et d'installation
- l'étanchéité et la facilité d'assemblage des types de joints à utiliser
- la disponibilité des pièces spéciales aux dimensions requises
- la facilité d'installation des accessoires et des branchements
- les coûts d'achat des matériaux, de manutention et d'installation

Dans le cas de notre réseau nous utiliserons des tuyaux en PVC et en Béton

2 - Méthodes de construction des égouts

La construction des égouts nécessite plusieurs opérations parmi lesquelles :

- l'excavation

Les tranchées des égouts doivent être le plus étroite possible mais doivent évidemment être assez larges pour permettre la pose d'un tuyau, de faire et d'installer les joints, et de compacter les matériaux de comblement.

- soutènement et étançonnement

Les excavations dans un terrain instable exigent un coffrage et son renforcement afin d'éviter l'effritement, voire l'effondrement des parois. Il faut donc prévoir un soutènement et des étançonnements pour stabiliser les terres et poser correctement les égouts.

- charges sur les tuyaux enfouis et largeur de tranchée

Dans la pose des égouts d'eaux usées, il faut essayer de réduire au minimum les charges sur le tuyau. Ces charges sont le poids des terres de remblai et les charges dues à la circulation des véhicules. La largeur de tranchée juste au dessus de celui-ci doit être minimale, dans toute la mesure compatible avec une bonne construction.

Pour cela la formule suivante a été introduite pour calculer cette largeur :

$$B = \frac{3}{2}d + c$$

Où B = largeur de la tranchée en mm

d = diamètre du tuyau en mm

c = 300 mm

Les petits tuyaux sont mis en place manuellement. Pour les plus gros, donc les plus lourds, leur mise en place nécessite un dispositif à corde ou à chaînage mécanique. Chaque tronçon est disposé de telle sorte que l'extrémité femelle (tulipe) soit en amont.

On doit toujours prendre la précaution de vérifier la pente et l'alignement de chaque élément avant de poser le suivant.

3 - Tracé en plan du réseau et profils en long des conduites

Les dessins détaillés en vue de la construction des réseaux d'égouts sont des plans et des profils. Les plans doivent représenter toutes les parcelles à desservir ainsi que les rues, avec les côtes de tous les points importants.

Les profils sont les courbes altitudes versus distance cumulées. Ils permettent d'apprécier le relief du terrain naturel mais également les formes de pentes des différentes conduites.

De plus, ils donnent à quelques centimètres près la profondeur à la quelle les conduites sont enfouies. Ils indiquent les espacements entre les regards à l'échelle, et peut permettre dans une certaine mesure d'estimer le volume de terre à excaver. Un exemple de profil est illustré à la figure suivante. Pour les autres voir Annexes.

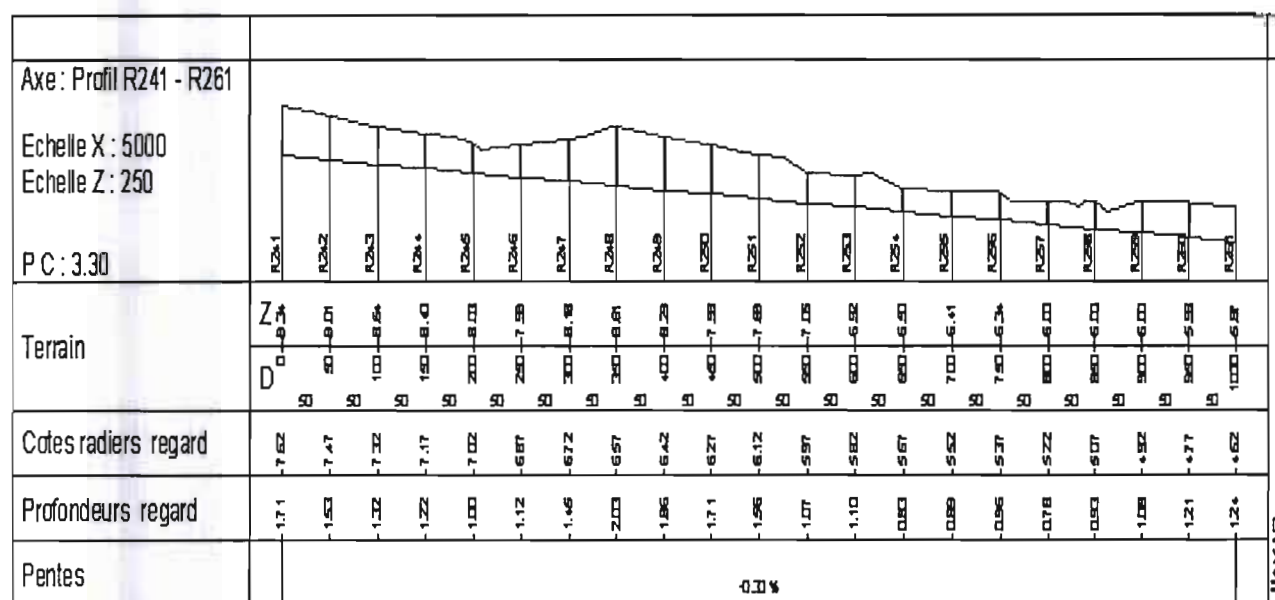


Figure 10 : Profil en Long Axe R241-R261

4 - Profondeur de pose des conduites

Pour la profondeur des conduites, nous adopterons une couverture minimale de 0.80 m avec une profondeur maximale de 5 m

Des stations de relèvement sont prévues au cas où les pentes des conduites exigeraient une trop grande profondeur d'excavation.

QUATRIEME PARTIE: EVALUATION DES QUANTITES

Cette partie revêt une importance capitale dans la mesure où elle permet de faire l'estimation des quantités de matériaux à utiliser dans le but de faire l'évaluation financière.

On déterminera ainsi pour l'alimentation comme pour l'évacuation les quantités des conduites, des pièces spéciales et des ouvrages à réaliser.

I - Quantités pour l'alimentation en eau

1 – le linéaire des conduites de distribution

Le linéaire de conduites de distribution est estimé à 170.16 Km répartie selon le diamètre et le matériau utilisé.

Désignation	linéaire total	Unité	Matériau
Longueur totale des $\Phi 63$	59321,58	m	PVC
Longueur totale des $\Phi 90$	27052,69	m	PVC
Longueur totale des $\Phi 100$	16694,53	m	PVC
Longueur totale des $\Phi 150$	6353,24	m	Fonte
Longueur totale des $\Phi 200$	17871,68	m	Fonte
Longueur totale des $\Phi 300$	20933,38	m	Fonte
Longueur totale des $\Phi 400$	8882,2	m	Fonte
Longueur totale des $\Phi 600$	12486,95	m	Fonte
Longueur totale des $\Phi 100$	565,46	m	Fonte
Longueur totale des $\Phi 800$	1300	m	Fonte

Tableau 16 : Longueur totale des conduites selon le diamètre

2- Les pièces spéciales

Les pièces spéciales sont constituées par les tés, les bouchons, les cônes, les coudes et les croix

Les tableaux qui suivent donne le récapitulatif des diverses pièces.

Pièces	Quantités	Matériau
Bouchon DN 63	112	PVC
Bouchon DN 90	9	PVC
Bouchon DN 100	7	PVC
Bouchon DN 150	2	Fonte
Bouchon DN 200	1	Fonte
Bouchon DN 600	1	Fonte

Tableau 17 : Type de Bouchon

Pièces	Quantités	Matériau
TE 63/63	54	PVC
TE 90/90	56	PVC
TE 100/100	21	PVC
TE 150/150	14	Fonte
TE 200/200	31	Fonte
TE 300/300	19	Fonte
TE 400/400	15	Fonte
TE 600/600	35	Fonte

Tableau 18 : Type de Té

Pièces	Quantités	Matériau
Coude 1/4 DN 63	2	PVC
Coude 1/4 DN 90	2	PVC
Coude 1/4 DN 200	3	Fonte
Coude 1/4 DN 300	8	Fonte
Coude 1/4 DN 400	3	Fonte
Coude 1/4 DN 100	4	Fonte
Coude 1/8 DN 63	27	PVC
Coude 1/8 DN 90	13	PVC
Coude 1/8 DN 100	1	PVC
Coude 1/8 DN 150	3	Fonte
Coude 1/8 DN 200	5	Fonte
Coude 1/8 DN 300	5	Fonte
Coude 1/8 DN 400	1	Fonte

Tableau 19 : Type de coudes

Pièces	Quantités	Matériau
Croix 63/63	1	PVC
Croix 100/100	4	PVC
Croix 200/200	1	Fonte
Croix 300/300	3	Fonte
Croix 600/600	2	Fonte

Tableau 20 : Type de croix

Pièces	Quantités	Matériau
Cône 90/63	59	PVC
Cône 400/300	4	fonte
Cône 300/90	5	fonte
Cône 400/63	8	fonte
Cône 100/63	21	PVC
Cône 400/100	1	fonte
Cône 300/100	7	fonte
Cône 300/200	8	fonte
Cône 300/63	5	fonte
Cône 600/300	6	fonte
Cône 600/63	19	fonte
Cône 200/63	17	fonte
Cône 100/90	8	PVC
Cône 400/90	1	fonte
Cône 600/90	9	fonte
Cône 600/100	3	fonte
Cône 200/90	9	fonte
Cône 400/200	1	fonte
Cône 600/200	1	fonte
Cône 150/90	3	fonte
Cône 150/63	10	fonte
Cône 200/100	6	fonte
Cône 150/100	2	fonte
Cône 300/150	3	fonte
Cône 200/150	4	fonte
Cône 600/150	1	fonte

Tableau 21 : Type de cônes

Désignation	Quantités
Φ 63	63
Φ 90	31
Φ 100	18
Φ 150	7
Φ 200	12
Φ 300	11
Φ 400	7
Φ 600	6

Tableau 22 : Type de vannes

Parmi ces vannes il faut distinguer les vannes de sectorisation qui sont au nombre de 16.

Les poteaux d'incendie, au nombre de 168 sont répartis dans tout le réseau comme montré dans le plan en annexe.

3 – Les Ouvrages et leurs équipements.

Les ouvrages sont constitués par :

- La bache ou le réservoir au sol.
- Les trois réservoirs de tête
- Les six réservoirs d'équilibre placé dans le réseau.
- Les trois pompes servant à alimenter les réservoirs de tête
- Autres équipements éventuels pour la bonne exploitation du réseau comme évents et purgeurs d'air.

Réservoirs	N° conduites	longueur totale (m)	diamètre (mm)	matériau	Pièces
R1	19	278,86	300	Fonte	2 coudes 1/4 DN 300
R2	24	278,34	100	Fonte	2 coudes 1/4 DN 100
R3	18	277,76	300	Fonte	2 coudes 1/4 DN 300
R4	21	297,60	300	Fonte	2 coudes 1/4 DN 300
R5	28	287,12	100	Fonte	2 coudes 1/4 DN 100
R6	17	265,52	400	Fonte	2 coudes 1/4 DN 400

Tableau 23 : Conduites menant vers les réservoirs d'équilibre

II – Quantités pour l'évacuation des eaux usées

1 – le linéaire des conduites d'égouts.

Pour chaque type matériau et chaque type de diamètre on détermine la longueur totale des conduites.

Désignation	unité	Quantité
Conduites PVC		
Φ 250	ml	23649
Φ 315	ml	4423
Φ 400	ml	9866
Total PVC		37938
Conduites Béton		
Φ 500	ml	2716
Φ 600	ml	1140
Φ 800	ml	2976
Total Béton		6832

Tableau 24 : Estimation du linéaire des conduites**2 – Les ouvrages annexes**

Ici ces ouvrages sont constitués par les regards, les postes de pompage et les réservoirs de chasse.

Désignation	Quantités
Nbre de Regard	881
Nbre de poste de pompage	2
Nbre de citerne pour réservoir de chasse	28

Tableau 25 : Récapitulatif des Ouvrages

Conclusion et Recommandations

La planification d'un réseau d'alimentation en eau potable repose sur une analyse concise et très détaillée de la demande totale de la ville. En effet, cette analyse permet un choix optimal de toutes les composantes du réseau et un bon dimensionnement des ouvrages.

Pour ce qui est du travail effectué, l'analyse globale de la demande en eau a permis de savoir qu'un volume journalier de 60086 m³ serait nécessaire pour une alimentation correcte de la future ville de Diamniadio, mais aussi pour faire face à d'éventuelles incendies qui pourraient s'y déclarer.

La disponibilité de ce volume sera assurée par trois (3) châteaux d'eau d'une capacité de 5000 m³ chacun.

Ces châteaux d'eau alimentés par des pompes à partir d'un réservoir au sol d'une capacité de 10000 m³ pourront, avec quatre (4) remplissages par jour, assurer l'approvisionnement adéquat de la ville.

Il est à noter que le réservoir au sol sera alimenté directement par gravité à partir de la conduite d'alimentation du Lac de Guiers (ALG), ce qui élimine le risque de pénurie d'eau dans celui-ci.

En plus de ces réservoirs de tête, six (6) autres réservoirs d'une capacité de 1020 m³ chacun sont placés dans le réseau pour palier à d'éventuelles sollicitations aux heures de pointe et en cas d'incendie ou de dysfonctionnement particulières dans le réseau comme les bris de conduites. Ces réservoirs assurent en un mot l'équilibre du système.

Pour ce qui est de l'évacuation, elle est assurée par un système séparatif à écoulement gravitaire.

Le débit de design est obtenu à partir de l'ensemble des débits d'eaux usées (domestiques, industrielles, etc.). Ces débits varient dans le temps et augmentent au fur et à mesure que l'on se dirige vers l'exutoire. Le dimensionnement donne des diamètres d'égouts variant de 250 à 800 mm. Des réservoirs de chasse sont installés au cas où la condition d'auto curage ne serait pas vérifiée dans certaines conduites.

Deux stations de relèvement sont prévues en deux points particuliers où la topographie est défavorable, avec des profondeurs de fouilles assez élevées pour une pose normale des conduites.

Des regards de visite au nombre de 881 sont disposés à des distances plus ou moins régulières dans tout le réseau pour assurer l'entretien du réseau.

En définitif, ce Projet de Fin d'Etudes nous a été d'un intérêt certain. Il a permis l'approfondissement de nos connaissances en adduction d'eau ainsi qu'en assainissement.

Il nous a aussi permis de maîtriser certains logiciels qui nous seront utiles dans notre vie professionnelle. En un mot, nos attentes sur ce projet ont été largement atteintes.

Cependant, il nous incombe de donner ici quelques recommandations dans la suite de cette étude.

- La construction d'une station d'épuration pour le traitement de l'ensemble des eaux usées rejetées par la ville.
- Nous incitons la future municipalité à chercher d'autres sources d'alimentation pour la ville (réactualisation des forages non fonctionnels, construction de nouveaux forages etc.) pour alléger la conduite ALG.
- Prévoir des pompes de secours pour les réservoirs de tête pour l'alimentation et pour les stations de relèvement en ce qui concerne l'évacuation.
- Nous recommandons aux générations futures de continuer les études que nous n'avons pas eu le temps de faire tel que le dimensionnement de la station d'épuration et les études en béton armé des différents réservoirs.

Bibliographie

- [1] – F VALIRON : << Gestion des Eaux >> Tome 2 Alimentation en eau. Assainissement Presses de l'école nationale des ponts et chaussées. 1989. 505p
- [2] – C GOMELLA ; H GUERREE : << Guide de l'alimentation en eau dans les agglomérations urbaines et rurales >> Tome 1 La distribution. Edition : EYROLLES. Paris 1985. 293p
- [3] – LYONNAISE DES EAUX : << Mémento du Gestionnaire de l'alimentation en eau et de l'assainissement >> Tome 1 Eau dans la ville Alimentation en eau. Technique et Documentation – LAVOISIER, 1994
- [4] – Roger LABONTE ; G PATRY : << Distribution et collecte des Eaux en milieu urbain >> 2ième édition Ecole Polytechnique de Montréal Janvier 1983. 350p
- [5] – D.A.OKUN ; G PONGHIS : << Collecte et évacuation des eaux usées des collectivités >> Organisation Mondiale de la Santé. Genève 1976. 315p
- [6] – Abdou DIOUF Ing MSc. A : << Cours d'hydraulique urbaine 1997-1998 >> Ecole Polytechnique de Thiès.
- [7] – M SATIN ; B SELMI : << Guide Technique de l'Assainissement >> 2ième édition Le Moniteur.
- [8] – Lewis A. ROSSMAN : << Manuel de l'utilisateur EPANET 2 >> Version française 2003.
- [9] – Yvan PERSONNIC : << Manuel d'utilisation de Mensura version 4 >> Edité par Cobra Intégra. Edition Septembre 2001
- [10] – GAYE Cheikh ; MBAYE Cheikh : << Projet de fin d'étude : Conception d'un réseau d'assainissement de la ville de Touba. >> ESP Thiès Juillet 2003.
- [11] – AZORA Adolphe : << Projet de fin d'étude : Alimentation en eau de la commune de Nguékhokh >> ESP Thiès Juillet 2004.
- [12] – R BAYON : << V.R.D. Voirie-Réseau Divers Terrassement-Espaces Verts >> EYROLLES 6ième édition 1998. Aide mémoire du concepteur.
- [13] – NDOYE Seyni : << Cours d'hydraulique urbaine 2004-2005 >> ESP Thiès.
- [14] – Tamba Sény : << Cours de Machines hydraulique 2004-2005 >> ESP Thiès.

Annexe1: Les Mailles et les Noeuds

- ✦ Caractéristiques et Consommations des mailles
- ✦ Caractéristiques et Demandes au niveau des nœuds

Mailles	Unités Présentes	Superficies m ²	Nombre d'habitant	Consommation m ³ /j	consommation totale m ³ /j	cons/nbre de nœuds
M1	Gare des gros porteurs	473755,4538		11	11	2,75
M2	Habitations	36555,484	366,00	29,28	29,28	7,32
M3	Gare routière inter urbaine	236381,9499		11	11	1,571
M4	zone industrielle	290137,2651		1741	1749,79	291,632
	PMI	1477,8732		4,33		
	PS	1477,9359		4,33		
	MQ	1847,5717		0,13		
M5	Habitations	71781,0815	718,00	57,44	57,44	14,36
M6	Habitations	32137,1981	322,00	25,76	25,76	6,44
M7	mosquee de Vendredi	23610,5923		1,4	1,4	0,35
M8	zone touristique	33804,911		1,149	24,349	6,08725
	habitat mixte IGH	28943,3327	290,00	23,2		
M9	habitat mixte IGH	61132,7226	612,00	48,96	52,12	13,03
	EP + M	8383,827		3,16		
M10	habitat mixte IGH	211971,7655	2120,00	169,6	172,76	43,19
	EP + M	11132,6104		3,16		
M14	Habitations	78526,3604	787,00	62,96	62,96	5,724
M15	Habitations	77046,8608	771,00	61,68	61,68	8,811
M16	zone industrielle	102759,727		617	617	154,250
M17	espace vert	6748,3004		34	489	122,25
	zone industrielle	75756,7384		455		
M18	espace vert	12905,2875		65	148,76	29,752
	Habitations	104641,5612	1047,00	83,76		
M19	institut islamique	18455,2259		58,17	101,49	25,3725
	habitat mixte IGH	22849,7895	229,00	18,32		
	parking boisé	4904,8626		25		
M20	habitat mixte IGH	35734,1117	358,00	28,64	147,61	29,522
	F	2221,2212		0,8		
	CES	8400,3043		1,83		
	Lycée	18851,0042		58,17		
	Lycée technique	16767,6037		58,17		
M21	EP + M	7791,604		3,16	228,74	45,748
	Sport	26387,5931		142		
	Mairie d'arrondissement	5671,4343		19,5		
	Habitations	80035,3428	801,00	64,08		
M22	MQ	2121,1419		0,13	67,33	16,833
	Habitations	83904,2266	840,00	67,2		
M23	Stade omnisport	50803,3323		142	410,34	102,585
	Piscine olympique	34223,0002		156		
	habitat mixte IGH	73248,6526	733,00	58,64		
	parking boisé	10738,5644		53,7		
M24	parking boisé	11183,1803		55,92	111,63	27,9075
	EP + M	9711,418		3,16		
	habitat mixte IGH	63366,99	634,00	50,72		
	CES	9372,4058		1,83		

72

M25	Cité paroissale	62856,265	629,00	50,32	50,32	12,58
M26	Zone artisanale	86532,2853		86,532	86,532	17,306
M27	habitat mixte IGH	61895,5831	619,00	49,52	98,71	24,678
	parking boisé	9836,701		49,19		
M28	zone touristique	68253,5488		2,321	2,321	0,580
M29	habitat mixte IGH	75244,0744	753,00	60,24	131,58	32,895
	SOT	5303,9579		4,88		
	OPT	4772,2127		1,27		
	SEN	4828,7598		4,88		
	RA	8135,3432	82,00	6,56		
	parking boisé	10749,0038		53,75		
M30	EP + M	10787,4422		3,16	58,36	14,59
	F	2702,9955		0,8		
	Habitations	67993,1291	680,00	54,4		
M31	Habitations	54384,9645	544,00	43,52	43,52	10,88
M32	sapeurs pompiers	9909,1708		156	178,05	44,5125
	police	8228,8502		0,97		
	EP + M	8451,9537		3,16		
	Habitations	22334,2159	224,00	17,92		
M33	centre de santé	14505,7335		4,33	14,15	3,5375
	P M I	2211,0494		4,33		
	P S	2436,0421		4,33		
	chapelle	5208,105		0,13		
	centre social	11776,6444		1,03		
M34	marché	7563,2604		11	57,58	14,395
	centre commercial	13188,7071		45,55		
	centre culturel	11079,4839		1,03		
M35	MQ	2050,3559		11	33,979	8,49475
	société	6242,1075		16,179		
	Habitations	8437,7809	85,00	6,8		
M36	Habitations	45888,8271	459,00	36,72	36,72	9,18
M37	Habitations	52972,4129	530,00	42,4	42,4	10,6
M38	Habitations	64699,8094	647,00	51,76	51,76	10,352
M39	Habitations	75008,4433	751,00	60,08	60,08	12,016
M40	EP + M	7502,8842		3,16	23,71	5,928
	CES	17144,3161		1,83		
	Habitations	23378,7293	234,00	18,72		
M41	concessionnaires	5963,7489		11	96,01	24,003
	espace vert	6728,9383		33,65		
	Habitations	64173,8131	642,00	51,36		
M42	zone industrielle	89826,8397		538,96	585,9	117,18
	espace vert	9386,3944		46,94		
M43	zone industrielle	74555,4733		447,34	478,2	119,55
	espace vert	6171,2725		30,86		
M44	zone industrielle	103180,2523		619,08	619,08	154,77
M45	zone industrielle	86666,5468		519,99	519,99	129,998

12

M46	zone industrielle	76251,133		457,51	457,51	114,378
M47	zone industrielle	94227,7779		565,37		124,700
	espace vert	11625,293		58,13	623,5	
M48	espace vert	6116,5314		30,59		16,33
	Habitations	22908,2808	230,00	18,4	48,99	
M49	Habitations	71636,3492	717,00	57,36		15,117
	espace vert	6667,6617		33,34	90,7	
	EP + M	50576,9065		3,16		
M50	P M I	1565,3031		4,33		16,315
	P S	1606,3437		4,33		
	Habitations	66750,647	668,00	53,44	65,26	
M51	Habitations	67259,5563	673,00	53,84	53,84	13,46
M52	espace vert	203572,3412		1017,86	1017,86	101,786
M53	Habitations	55705,3573	558,00	44,64		31,913
	espace vert	10219,6598		51,1	95,74	
M54	zone industrielle	118638,4339		711,83	711,83	177,958
M55	zone industrielle	271065,7044		1626,39		419,798
	espace vert	10559,8571		52,8	1679,19	
M56	Habitations	8224,8345	83,00	6,64		8,72
	espace vert	3902,4002		19,52	26,16	
M57	espace vert	120164,6903		600,83	600,83	150,208
	marché	24329,0794		11		
M58	M Q	1959,6166		11		21,478
	espace vert	853,6403		4,27		
	Habitations	101346,396	1014,00	81,12	107,39	
M59	zone industrielle	119436,2174		716,62		154,148
	espace vert	10823,7666		54,12	770,74	
M60	Habitations	47820,6153	479,00	38,32		16,5225
	espace vert	5552,4499		27,77	66,09	
M61	Habitations	50230,2978	503,00	40,24	40,24	10,06
	EP + M	11725,8632		3,16		
M62	sociétés	3686,4928		9,554		12,771
	Habitations	45691,9828	457,00	36,56		
	espace vert	360,4566		1,81	51,084	
	espace vert	6072,4441		30,37		
M63	concessionnaires	3437,9473		11		22,9025
	Habitations	62717,9365	628,00	50,24	91,61	
	C E S	10116,8372		1,83		
M64	EP + M	9868,9272		3,16		6,7075
	F	7537,8226		0,8		
	Habitations	26219,8622	263,00	21,04	26,83	
M65	Habitations	47439,3585	475,00	38	38	9,5
M66	Habitations	33810,4531	339,00	27,12	27,12	6,78
	M Q	1866,4247		11		
M67	Habitations	30686,2171	307,00	24,56	35,56	8,89
M68	Habitations	41558,7226	416,00	33,28	33,28	8,32

74

M69	Habitations	44371,4725	444,00	35,52	35,52	7,104
M70	zone industrielle	140748,9814		844,49		219,023
	espace vert	6318,8625		31,6	876,09	
M71	cimetière musulmans	198396,4321		0,15		9,563
	espace vert	7619,4703		38,1	38,25	
M72	Habitations	64317,0513	644,00	51,52		22,493
	espace vert	7688,6068		38,45	89,97	
	police	4915,6105		0,97		
M73	F	3013,9857		0,8		8,6325
	EP + M	10107,5108		3,16		
	Habitations	36966,8051	370,00	29,6	34,53	
	C E S	13560,5259		1,83		
M74	centre culturel	13313,8879		1,03		2,055
	centre social	4983,2832		1,03		
	centre de santé	13889,461		4,33	8,22	
	commerce	4763,4903		16,46		
M75	Lycée	17672,731		58,17		23,938
	I G H	26302,0179	264,00	21,12	95,75	
	chapelle	8549,2781		0,13		
M76	I G H	14778,4182	148,00	11,84		10,083
	parking boisé	5672,5827		28,36	40,33	
	Lycée technique	15036,1864		58,17		
M77	commerce	7217,5313		24,942		56,278
	Sports	32965,7783		142	225,112	
	parking boisé	5010,9127		25,06		
M78	I G H	17631,6588	177,00	14,16		19,817
	zone touristique	8748,9224		0,297		
	institut islamique	7837,7831		58,17		
	mosquee de Vendredi	19356,8389		1,4	99,087	
	EP + M	9608,3415		3,16		
M79	parking boisé	6048,6573		30,25		17,053
	Habitations	43471,4258	435,00	34,8	68,21	
M80	Habitations	72029,8225	721,00	57,68	57,68	14,42
	parking boisé	6093,2162		30,47		
M81	M Q	2015,3482		11		20,198
	marché	20176,5919		11		
	Habitations	35321,1847	354,00	28,32	80,79	
M82	Habitations	23367,5889	234,00	18,72	18,72	4,68
	sapeurs pompiers	9773,5709		156		
M83	Habitations	76489,165	765,00	61,2	217,2	54,3
	P S	1240,6857		4,33		
M84	P M I	1234,8047		4,33		16,205
	F	2036,2064		0,8		
	Habitations	69129,0177	692,00	55,36	64,82	

75

Nœud	Altitude (m)	Apport demande en m ³ / j		Apport en l / s	Total apport		Incendie en l / s	Consommation totale (l/s)
					m ³ /j	l/s		
N1	25,93	M1	2,75	0,032	2,75	0,032	0,0136	0,045
N2	22,96	M1	2,75	0,032	10,070	0,117	0,0136	0,130
		M2	7,320	0,085				
N3	19,53	M2	7,320	0,085	298,952	3,460		3,460
		M4	291,632	3,375				
N4	17,98	M2	7,32	0,085	300,523	3,478	0,0136	3,492
		M3	1,571	0,018				
		M4	291,632	3,375				
N5	19,59	M1	2,75	0,032	11,641	0,135		0,135
		M2	7,32	0,085				
		M3	1,571	0,018				
N6	21,38	M1	2,75	0,032	4,321	0,050	0,0136	0,064
		M3	1,571	0,018				
N7	14,74	M3	1,571	0,018	15,931	0,184	0,0136	0,198
		M5	14,36	0,166				
N8	18,31	M3	1,571	0,018	22,371	0,259		0,259
		M5	14,36	0,166				
		M6	6,44	0,075				
N9	19,43	M3	1,571	0,018	8,361	0,097		0,097
		M6	6,44	0,075				
		M7	0,35	0,004				
N10	19,9	M3	1,571	0,018	299,638	3,468	0,0136	2,611
		M4	291,63	3,375				
		M7	0,35	0,004				
		M8	6,087	0,070				
N11	19,97					0,871		0,871
N12	20,79	M4	291,63	3,375	310,747	3,597	0,0136	3,610
		M8	6,087	0,070				
		M9	13,03	0,151				
N13	19,81	M4	291,63	3,375	347,850	4,026		4,026
		M9	13,03	0,151				
		M10	43,19	0,500				
N14	21,43	M4	291,63	3,375	334,820	3,875	0,0136	3,889
		M10	43,19	0,500				
N15	24,27	M10	43,19	0,500	52,002	0,602		0,602
		M15	8,812	0,102				
N16	17,17	M9	13,03	0,151	65,032	0,753	0,0136	0,766
		M10	43,19	0,500				
		M15	8,812	0,102				
N17	18,65					0,098	0,0136	0,111
N18	19,77	M7	0,35	0,004	12,161	0,141		0,141
		M8	6,087	0,070				
		M14	5,724	0,066				
N19	19,18	M6	6,44	0,075	12,514	0,145	0,0136	0,158
		M7	0,35	0,004				
		M14	5,724	0,066				
N21	18,82	M5	14,36	0,166	26,524	0,307	0,0136	0,321
		M6	6,44	0,075				
		M14	5,724	0,066				
N22	12,76	M5	14,36	0,166	20,084	0,232		0,232
		M14	5,724	0,066				
N23	12,86	M14	5,724	0,066	159,974	1,852		1,852
		M16	154,25	1,785				
N24	16,97	M14	5,724	0,066	282,224	3,266	0,0136	3,280
		M16	154,25	1,785				
		M17	122,25	1,415				
N27	18,81	M14	5,724	0,066	157,726	1,826		1,826
		M17	122,25	1,415				
		M18	29,752	0,344				
N30	19,12	M14	5,724	0,066	60,849	0,704		0,704
		M18	29,752	0,344				
		M19	25,373	0,294				
N31	19,41	M14	5,724	0,066	60,619	0,702		0,702
		M19	25,373	0,294				
		M20	29,522	0,342				

N33	18,94	M8	6,087	0,070	33,653	0,390		0,292
		M9	13,03	0,151				
		M14	5,724	0,066				
		M15	8,812	0,102				
N34	18,6	M14	5,724	0,066	89,806	1,039		0,779
		M15	8,812	0,102				
		M20	29,522	0,342				
		M21	45,748	0,529				
N35	18,52					0,260		0,2597
N36	15,66	M15	8,812	0,102	71,392	0,826		0,826
		M21	45,748	0,529				
		M22	16,832	0,195				
N37	20,99	M15	8,812	0,102	128,229	1,484		1,484
		M22	16,832	0,195				
		M23	102,585	1,187				
N38	24,39					0,325		0,325
N39	24,3	M15	8,812	0,102	139,307	1,612	0,0136	1,301
		M23	102,585	1,187				
		M24	27,91	0,323				
N40	23,54	M24	27,91	0,323	40,490	0,469		0,469
		M25	12,58	0,146				
N41	19,7	M24	27,91	0,323	65,750	0,761		0,571
		M25	12,58	0,146				
		M27	24,68	0,286				
		M28	0,58	0,007				
N42	19,65					0,190		0,19025
N43	23,03	M23	102,585	1,187	163,970	1,898	0,0136	1,434
		M24	27,91	0,323				
		M28	0,58	0,007				
		M29	32,895	0,381				
N44	22,52					0,478		0,478
N45	20,95	M22	16,832	0,195	166,902	1,932	0,0136	1,459
		M23	102,585	1,187				
		M29	32,895	0,381				
		M30	14,59	0,169				
N46	20,78					0,486		0,486
N47	16,33	M21	45,748	0,529	77,170	0,893	0,0136	0,907
		M22	16,832	0,195				
		M30	14,59	0,169				
N48	15,3	M21	45,748	0,529	123,322	1,427	0,0136	1,081
		M20	29,522	0,342				
		M32	44,512	0,515				
		M33	3,54	0,041				
N49	17,07	M20	29,522	0,342	33,062	0,383		0,383
		M33	3,54	0,041				
		M34	14,395	0,167				
N50	17,76	M19	25,373	0,294	54,895	0,635	0,0136	0,649
		M20	29,522	0,342				
		M34	14,395	0,167				
N51	17,4					0,229		0,229
N52	17,07	M18	29,752	0,344	78,010	0,903	0,0136	0,687
		M19	25,373	0,294				
		M34	14,395	0,167				
		M35	8,49	0,098				
N53	18,3	M17	122,25	1,415	271,552	3,143	0,0136	3,157
		M18	29,752	0,344				
		M43	119,55	1,384				
N54	16,92					0,692		0,692
N55	16,34	M18	29,752	0,344	298,972	3,460		2,076
		M35	8,49	0,098				
		M41	24	0,278				
		M42	117,18	1,356				
		M43	119,55	1,384				
N56	16,66					0,692		0,692

N57	15,4	M42	117,18	1,356	521,480	6,036	0,0136	6,049
		M43	119,55	1,384				
		M44	154,77	1,791				
		M45	129,98	1,504				
N58	17,5	M16	154,25	1,785	550,820	6,375		4,781
		M17	122,25	1,415				
		M43	119,55	1,384				
		M44	154,77	1,791				
N59	17,5					1,594		1,594
N60	15,54	M16	154,25	1,785	309,020	3,577	0,0136	3,590
		M44	154,77	1,791				
N61	13,64	M44	154,77	1,791	284,750	3,296		3,296
		M45	129,98	1,504				
N62	12,4	M45	129,98	1,504	244,360	2,828		2,828
		M46	114,38	1,324				
N63	13,18					1,410		1,410
N64	13,16	M42	117,18	1,356	486,240	5,628	0,0136	4,231
		M45	129,98	1,504				
		M46	114,38	1,324				
		M47	124,7	1,443				
N65	11,8	M42	117,18	1,356	256,997	2,975		2,975
		M47	124,7	1,443				
		M49	15,117	0,175				
N66	9,66	M49	15,117	0,175	156,147	1,807	0,0136	1,821
		M48	16,33	0,189				
		M47	124,7	1,443				
N67	10,78					0,180		0,180
N68	10,86	M48	16,33	0,189	61,222	0,709	0,0136	0,542
		M49	15,117	0,175				
		M50	16,315	0,189				
		M51	13,46	0,156				
N69	13,35	M39	12,016	0,139	46,520	0,538	0,0136	0,414
		M40	5,927	0,069				
		M49	15,117	0,175				
		M51	13,46	0,156				
N70	13,41					0,137		0,137
N71	12,31	M40	5,927	0,069	45,044	0,521	0,0136	0,535
		M41	24	0,278				
		M49	15,117	0,175				
N72	13,58	M41	24	0,278	156,297	1,809	0,0136	1,823
		M42	117,18	1,356				
		M49	15,117	0,175				
N73	12,81					0,138		0,13775
N74	12,41	M35	8,49	0,098	47,597	0,551		0,413
		M36	9,18	0,106				
		M40	5,927	0,069				
		M41	24	0,278				
N75	14,76					0,112		0,112
N76	14,75	M36	9,18	0,106	37,723	0,437	0,0136	0,338
		M37	10,6	0,123				
		M39	12,016	0,139				
		M40	5,927	0,069				
N77	10,71	M37	10,6	0,123	32,968	0,382		0,382
		M38	10,352	0,120				
		M39	12,016	0,139				
N78	10,7	M39	12,016	0,139	25,476	0,295	0,0136	0,308
		M51	13,46	0,156				
N79	13,53	M38	10,352	0,120	124,154	1,437	0,0136	1,451
		M39	12,016	0,139				
		M52	101,786	1,178				
N80	14,2					0,224		0,224
N81	14,9	M31	10,88	0,126	76,344	0,884	0,0136	0,673
		M32	44,512	0,515				
		M37	10,6	0,123				
		M38	10,352	0,120				

N82	13,95	M32	44,512	0,515	67,832	0,785		0,589
		M33	3,54	0,041				
		M36	9,18	0,106				
		M37	10,6	0,123				
N83	14,05					0,196		0,19625
N84	16,06	M33	3,54	0,041	35,605	0,412	0,0136	0,319
		M34	14,395	0,167				
		M35	8,49	0,098				
		M36	9,18	0,106				
N85	16,05					0,106		0,106
N86	14,69					0,360		0,36
N87	17,11					0,338		0,338
N88	17,23	M30	14,59	0,169	115,730	1,339	0,0136	1,015
		M31	10,88	0,126				
		M32	44,512	0,515				
		M21	45,748	0,529				
N89	16,9					0,203		0,203
N90	18,26					0,239		0,239
N91	16,96	M31	10,88	0,126	69,190	0,801	0,0136	0,611
		M38	10,352	0,120				
		M94	24,048	0,278				
		M98	23,91	0,277				
N92	16,06					0,275		0,275

N93	15,55	M94	24,048	0,278	95,008	1,100		0,825
		M95	40,108	0,464				
		M98	23,91	0,277				
		M99	6,942	0,080				
N94	18,35	M28	0,58	0,007	64,327	0,745	0,0136	0,569
		M29	32,895	0,381				
		M98	23,91	0,277				
		M99	6,942	0,080				
N95	19,03					0,189		0,189
N96	18,85	M30	14,59	0,169	81,425	0,942	0,0136	0,717
		M31	10,88	0,126				
		M29	32,895	0,381				
		M98	23,06	0,267				
N97	16,55	M27	24,68	0,286	57,144	0,661	0,0136	0,506
		M28	0,58	0,007				
		M99	6,942	0,080				
		M100	24,942	0,289				
N98	16					0,169		0,169
N99	13,97	M99	6,942	0,080	140,574	1,627	0,0136	1,230
		M100	24,942	0,289				
		M95	40,108	0,464				
		M96	68,582	0,794				
N100	13,44					0,410		0,410
N101	11,23	M91	2,678	0,031	124,408	1,440		1,080
		M92	13,04	0,151				
		M95	40,108	0,464				
		M96	68,582	0,794				
N102	11,13					0,360		0,360
N103	13,11	M90	22,26	0,258	89,094	1,031	0,0136	0,784
		M91	2,678	0,031				
		M94	24,048	0,278				
		M95	40,108	0,464				
N104	13,04					0,261		0,261
N105	13,44	M89	6,708	0,078	53,016	0,614	0,0136	0,627
		M90	22,26	0,258				
		M94	24,048	0,278				
N106	14,45	M89	6,708	0,078	142,894	1,654		1,240
		M38	10,352	0,120				
		M94	24,048	0,278				
		M52	101,786	1,178				
N107	14,45					0,413		0,413
N108	10,72					0,162		0,162

Annexe2: Les Résultats Dimensionnement

- ✚ Alimentation en Eau Potable
- ✚ Les Eaux Usées

État des Noeuds du Réseau à 6:00 Heures

ID Noeud	Altitude m	Demande LPS	Pression m
Noeud N1	25,93	0,07	33,63
Noeud N2	22,96	0,19	38,60
Noeud N14	21,43	5,83	44,28
Noeud N39	24,3	1,95	41,44
Noeud N227	16,76	0,99	48,94
Noeud N260	12,81	0,42	51,66
Noeud N262	12,77	0,69	51,14
Noeud N275	14,09	0,51	49,43
Noeud N279	13,37	0,59	49,95
Noeud N278	13,71	0,34	49,49
Noeud N402	25,95	11,84	34,76
Noeud N395	20,43	9,07	42,69
Noeud N393	21,5	1,40	44,59
Noeud N392	24,17	1,51	41,94
Noeud N296	12,47	1,01	53,64
Noeud N280	15,23	0,10	48,79
Noeud N259	11,84	0,49	52,63
Noeud N6	21,38	0,10	37,31
Noeud N5	19,59	0,20	34,55
Noeud N7	14,74	0,30	43,60
Noeud N22	12,76	0,35	45,45
Noeud N23	12,86	2,78	45,29
Noeud N8	18,31	0,39	38,35
Noeud N10	19,9	3,92	33,06
Noeud N385	22,7	2,40	32,99
Noeud N384	22,72	7,19	46,41
Noeud N9	19,43	0,15	36,32
Noeud N18	19,77	0,21	36,65
Noeud N13	19,81	6,04	32,86
Noeud N16	17,17	1,15	38,76
Noeud N36	15,66	1,24	41,98

ID Noeud	Altitude m	Demande LPS	Pression m
Noeud N37	20,99	2,23	36,64
Noeud N34	18,6	1,17	39,06
Noeud N30	19,12	1,06	38,73
Noeud N27	18,81	2,74	38,99
Noeud N24	16,97	4,92	40,92
Noeud N60	15,54	5,38	42,53
Noeud N53	18,3	4,74	37,53
Noeud N15	22,27	0,90	33,47
Noeud N38	21,39	0,49	36,20
Noeud N21	18,82	0,48	37,96
Noeud N19	19,18	0,24	37,28
Noeud N11	19,97	1,31	27,37
Noeud N31	19,41	1,05	38,34
Noeud N12	20,79	5,41	27,81
Noeud N33	18,94	0,44	38,03
Noeud N17	18,65	0,17	29,93
Noeud N48	15,3	1,62	37,92
Noeud N88	17,23	1,52	35,50
Noeud N50	17,76	0,97	37,58
Noeud N49	17,07	0,57	37,52
Noeud N52	17,07	1,03	38,40
Noeud N51	17,4	0,34	37,87
Noeud N85	16,05	0,16	38,52
Noeud N84	16,06	0,48	38,80
Noeud N89	16,9	0,30	22,68
Noeud N81	14,9	1,01	24,77
Noeud N77	10,71	0,57	31,53
Noeud N79	13,53	2,18	28,71
Noeud N107	14,45	0,62	27,61
Noeud N44	21,52	0,72	30,26
Noeud N43	23,03	2,15	42,69
Noeud N95	19,03	0,28	33,41

ID Noeud	Altitude m	Demande LPS	Pression m
Noeud N94	18,35	0,85	46,97
Noeud N92	16,06	0,41	32,69
Noeud N93	15,55	1,24	49,46
Noeud N103	13,11	1,18	51,58
Noeud N111	10,85	0,71	53,57
Noeud N110	14,11	2,10	37,07
Noeud N109	10,33	0,73	43,43
Noeud N108	10,72	0,24	38,21
Noeud N118	7,69	0,17	43,52
Noeud N117	8,11	0,50	44,90
Noeud N116	9,08	0,59	43,86
Noeud N120	12,34	2,08	39,02
Noeud N119	7,09	0,63	44,13
Noeud N123	9,13	2,28	42,20
Noeud N114	9,02	0,43	43,83
Noeud N113	9,19	1,29	54,88
Noeud N170	8,27	0,15	45,29
Noeud N172	8,02	0,83	45,54
Noeud N218	9,65	0,46	43,74
Noeud N165	7,89	0,50	46,09
Noeud N175	9,91	1,49	53,62
Noeud N176	9,97	0,50	21,15
Noeud N169	6,8	0,24	44,34
Noeud N168	6,8	0,73	44,46
Noeud N166	6,57	0,21	44,65
Noeud N167	6,31	0,63	46,91
Noeud N138	4,71	3,34	48,29
Noeud N139	5,81	3,13	47,39
Noeud N142	5,96	4,35	47,52
Noeud N141	5,76	1,45	38,85
Noeud N163	8,02	0,70	38,39
Noeud N162	8,22	0,24	44,03

État des Arcs du Réseau à 6:00 Heures

ID Arc	Longueur m	Diamètre mm	Rugosité mm	Débit LPS	Vitesse m/s	Pert.Charge Unit m/km
Tuyau C2	539,85	300	0,1	-79,58	1,13	3,69
Tuyau C5	943,55	300	0,1	-87,29	1,23	4,41
Tuyau C304	307,91	200	0,1	18,73	0,60	1,81
Tuyau C307	386,46	200	0,1	13,66	0,43	1,00
Tuyau C315	377,16	200	0,1	9,69	0,31	0,53
Tuyau C314	428,58	200	0,1	6,95	0,22	0,29
Tuyau C455	1088,01	300	0,1	-60,85	0,86	2,21
Tuyau C362	636,84	300	0,1	-89,95	1,27	4,67
Tuyau C265	1207,44	300	0,1	40,37	0,57	1,02
Tuyau C262	80,98	600	0,1	551,37	1,95	4,61
Tuyau C306	73,36	100	0,1	11,15	1,42	22,29
Tuyau C3	1000,98	400	0,1	79,52	0,63	0,87
Tuyau C9	424,95	400	0,1	78,05	0,62	0,84
Tuyau C17	161,34	400	0,1	76,62	0,61	0,81
Tuyau C31	78,66	400	0,1	72,77	0,58	0,74
Tuyau C64	449,44	400	0,1	32,64	0,26	0,16
Tuyau C65	453,51	400	0,1	24,86	0,20	0,10
Tuyau C80	248,15	400	0,1	2,70	0,02	0,00
Tuyau C85	468,16	400	0,1	-7,40	0,06	0,01
Tuyau C114	634,45	400	0,1	-20,08	0,16	0,07
Tuyau C123	297,76	400	0,1	-41,73	0,33	0,26
Tuyau C125	343,81	400	0,1	-46,92	0,37	0,32
Tuyau C151	1569,36	400	0,1	-85,44	0,68	1,00
Tuyau C156	1063,82	600	0,1	-13,02	0,05	0,00
Tuyau C152	1036,58	300	0,1	66,54	0,94	2,62
Tuyau C158	1112,30	150	0,1	-13,85	0,78	4,34
Tuyau C219	1044,15	200	0,1	-3,71	0,12	0,09
Tuyau C217	653,60	300	0,1	-6,47	0,09	0,04
Tuyau C313	434,01	200	0,1	6,61	0,21	0,26
Tuyau C311	214,53	200	0,1	-5,53	0,18	0,19

ID Arc	Longueur m	Diamètre mm	Rugosité mm	Débit LPS	Vitesse m/s	Pert.Charge Unit m/km
Tuyau C300	206,68	200	0,1	5,04	0,16	0,16
Tuyau C293	287,10	200	0,1	4,51	0,14	0,13
Tuyau C289	256,18	200	0,1	3,91	0,12	0,10
Tuyau C456	1224,49	300	0,1	36,67	0,52	0,85
Tuyau C452	248	300	0,1	26,09	0,37	0,45
Tuyau C450	934,09	300	0,1	15,11	0,21	0,16
Tuyau C453	801,07	150	0,1	-5,63	0,32	0,81
Tuyau C363	110,89	200	0,1	20,04	0,64	2,06
Tuyau C361	279,87	200	0,1	3,74	0,12	0,09
Tuyau C360	913,15	200	0,1	25,63	0,82	3,28
Tuyau C364	112,65	100	0,1	1,27	0,16	0,39
Tuyau C448	195,40	100	0,1	1,11	0,14	0,31
Tuyau C447	345,89	600	0,1	513,20	1,82	4,01
Tuyau C446	302,49	600	0,1	504,54	1,78	3,88
Tuyau C365	120,82	600	0,1	726,71	2,57	7,89
Tuyau C357	312,67	600	0,1	710,54	2,51	7,55
Tuyau C355	425,97	600	0,1	687,88	2,43	7,09
Tuyau C359	838,11	63	0,1	2,40	0,77	12,41
Tuyau C430	396,17	600	0,1	-355,31	1,26	1,97
Tuyau C431	264,22	600	0,1	-161,21	0,57	0,44
Tuyau C440	169,95	600	0,1	-169,77	0,60	0,48
Tuyau C433	410,46	600	0,1	-171,80	0,61	0,49
Tuyau C419	142,13	600	0,1	-175,37	0,62	0,51
Tuyau C420	320,89	600	0,1	-179,20	0,63	0,53
Tuyau C441	82,92	600	0,1	-165,52	0,59	0,46
Tuyau C445	262,54	63	0,1	-1,33	0,43	4,12
Tuyau C366	250,60	600	0,1	-225,99	0,80	0,83
Tuyau C367	267,64	600	0,1	-231,13	0,82	0,87
Tuyau C368	175,19	600	0,1	-234,08	0,83	0,89
Tuyau C438	300,73	63	0,1	0,46	0,15	0,61
Tuyau C436	314,84	63	0,1	0,49	0,16	0,68

ID Arc	Longueur m	Diamètre mm	Rugosité mm	Débit LPS	Vitesse m/s	Pert.Charge Unit m/km
Tuyau C434	301,13	63	0,1	-2,02	0,65	8,99
Tuyau C444	256,66	90	0,1	2,98	0,47	3,12
Tuyau C442	254,26	63	0,1	-2,03	0,65	9,06
Tuyau C414	257,64	63	0,1	-0,48	0,15	0,65
Tuyau C415	292,23	63	0,1	-0,50	0,16	0,70
Tuyau C443	263,71	90	0,1	1,02	0,16	0,44
Tuyau C437	272,56	90	0,1	-0,51	0,08	0,13
Tuyau C439	189,13	63	0,1	0,66	0,21	1,17
Tuyau C412	403,63	90	0,1	-1,61	0,25	1,00
Tuyau C413	326,88	90	0,1	3,77	0,59	4,84
Tuyau C371	337,92	600	0,1	-240,40	0,85	0,93
Tuyau C411	226,49	63	0,1	-0,43	0,14	0,54
Tuyau C410	340,86	63	0,1	-1,10	0,35	2,91
Tuyau C351	1615,59	90	0,1	4,11	0,65	5,69
Tuyau C350	1778,15	100	0,1	7,52	0,96	10,50
Tuyau C348	386,80	100	0,1	-4,53	0,58	4,03
Tuyau C347	311,49	100	0,1	-7,12	0,91	9,47
Tuyau C346	161,66	100	0,1	-1,72	0,22	0,68
Tuyau C345	232,88	100	0,1	-3,75	0,48	2,83
Tuyau C372	426,40	63	0,1	-0,36	0,11	0,38
Tuyau C373	207,58	63	0,1	-1,96	0,63	8,47
Tuyau C467	189,10	63	0,1	-0,39	0,13	0,46
Tuyau C468	164,37	63	0,1	0,31	0,10	0,30
Tuyau C379	269,87	63	0,1	1,28	0,41	3,83
Tuyau C380	252,86	100	0,1	-5,65	0,72	6,10
Tuyau C343	270,88	63	0,1	1,00	0,32	2,46
Tuyau C344	89,77	150	0,1	12,40	0,70	3,52
Tuyau C336	391,20	90	0,1	0,16	0,02	0,01
Tuyau C335	312,78	90	0,1	-1,10	0,17	0,51
Tuyau C330	429,35	90	0,1	-3,00	0,47	3,17
Tuyau C331	214,58	63	0,1	0,17	0,05	0,09

Dimensionnement EU

08/04/2005

Affaire : PFE

Situation actuelle

Méthode de dimensionnement Manning & Strickler

K (coeff. de Manning) = 80.00

Tronçon	Ø théorique	Ø	Pente m / m	Longueur m	Qm l / s	Qmr l / s	Qme l / s	Qmst l / s	Qpe l / s	Qpst l / s	Qpf l / s	VPS m / s	V 1/2 S m / s	V 2/10 S m / s
Rg235-R14	273,574944	400	0,30%	50	21,86	0,37	17,85	18,22	37,31	38,08	37,69	0,60	0,60	0,37
R14-R15	275,170954	400	0,30%	50	21,86	0,37	18,22	18,59	37,90	38,67	38,28	0,60	0,60	0,37
R15-R16	276,731926	400	0,30%	50	21,86	0,37	18,59	18,96	38,48	39,25	38,86	0,60	0,60	0,37
R16-R17	278,764554	400	0,30%	50	21,86	0,37	18,96	19,33	39,25	40,01	39,63	0,60	0,60	0,37
R17-R18	280,263359	400	0,30%	50	21,86	0,37	19,33	19,70	39,82	40,58	40,20	0,60	0,60	0,37
R18-R19	282,244321	400	0,30%	50	21,86	0,37	19,70	20,07	40,58	41,34	40,96	0,60	0,60	0,37
R19-R20	283,838153	400	0,30%	50	21,86	0,37	20,07	20,44	41,20	41,96	41,58	0,60	0,60	0,37
R20-R21	285,513548	400	0,30%	50	21,86	0,37	20,44	20,81	41,86	42,62	42,24	0,60	0,60	0,37
R21-R22	287,170393	400	0,30%	50	21,86	0,37	20,81	21,18	42,52	43,28	42,90	0,60	0,60	0,37
R22-R23	288,809217	400	0,30%	50	21,86	0,37	21,18	21,55	43,18	43,93	43,55	0,60	0,60	0,37
R23-R24	290,430525	400	0,30%	50	21,86	0,37	21,55	21,92	43,83	44,58	44,21	0,60	0,60	0,37
R24-R25	292,0348	400	0,30%	50	21,86	0,37	21,92	22,29	44,49	45,24	44,86	0,60	0,60	0,37
R25-R26	234,287745	400	1,00%	50	21,86	0,37	22,29	22,66	45,14	45,89	45,52	1,10	1,10	0,68
R26-R27	235,541738	400	1,00%	50	21,86	0,37	22,66	23,03	45,79	46,54	46,17	1,10	1,10	0,68
R27-R28	236,783198	400	1,00%	50	21,86	0,37	23,03	23,40	46,45	47,19	46,82	1,10	1,10	0,68
R28-R29	238,012448	400	1,00%	50	21,86	0,37	23,40	23,77	47,10	47,84	47,47	1,10	1,10	0,68
R29-R30	239,229799	400	1,00%	50	21,86	0,37	23,77	24,14	47,75	48,49	48,12	1,10	1,10	0,68
R30-R31	240,435547	400	1,00%	50	21,86	0,37	24,14	24,51	48,40	49,14	48,77	1,10	1,10	0,68
R31-R32	241,629979	400	1,00%	50	21,86	0,37	24,51	24,88	49,05	49,79	49,42	1,10	1,10	0,68
R32-R33	242,813369	400	1,00%	50	21,86	0,37	24,88	25,25	49,70	50,44	50,07	1,10	1,10	0,68
R33-R34	243,98598	400	1,00%	50	21,86	0,37	25,25	25,62	50,35	51,08	50,72	1,10	1,10	0,68
R34-R35	245,148066	400	1,00%	50	21,86	0,37	25,62	25,99	50,99	51,73	51,36	1,10	1,10	0,68

18

Tronçon	Ø théorique	Ø	pente	Longueur	Qm	Qmr	Qme	Qmst	Qpe	Qpst	Qpf	VPS	V 1/2 S	V 2/10 S
R35-R36	246,299871	400	1,00%	50	21,86	0,37	25,99	26,36	51,64	52,38	52,01	1,10	1,10	0,68
R36-R37	247,441631	400	1,00%	50	21,86	0,37	26,36	26,73	52,29	53,02	52,65	1,10	1,10	0,68
R37-R38	248,573571	400	1,00%	50	21,86	0,37	26,73	27,10	52,93	53,66	53,30	1,10	1,10	0,68
R38-R39	249,695911	400	1,00%	50	21,86	0,37	27,10	27,47	53,58	54,31	53,94	1,10	1,10	0,68
R39-R40	314,327689	400	0,30%	50	21,86	0,37	27,47	27,84	54,22	54,95	54,59	0,60	0,60	0,37
R40-R41	315,710986	400	0,30%	50	21,86	0,37	27,84	28,21	54,86	55,59	55,23	0,60	0,60	0,37
R41-R42	317,083015	400	0,30%	50	21,86	0,37	28,21	28,58	55,51	56,24	55,87	0,60	0,60	0,37
R42-R43	318,444014	400	0,30%	50	21,86	0,37	28,58	28,95	56,15	56,88	56,51	0,60	0,60	0,37
R43-R44	319,794212	400	0,30%	50	21,86	0,37	28,95	29,32	56,79	57,52	57,15	0,60	0,60	0,37
R44-R45	321,13383	400	0,30%	50	21,86	0,37	29,32	29,69	57,43	58,16	57,79	0,60	0,60	0,37
R45-R46	322,463085	400	0,30%	50	21,86	0,37	29,69	30,06	58,07	58,80	58,43	0,60	0,60	0,37
R46-R47	323,782182	400	0,30%	50	21,86	0,37	30,06	30,43	58,71	59,44	59,07	0,60	0,60	0,37
R47-R48	325,091323	400	0,30%	50	21,86	0,37	30,43	30,80	59,35	60,07	59,71	0,60	0,60	0,37
R48-R49	326,390702	400	0,30%	50	21,86	0,37	30,80	31,17	59,99	60,71	60,35	0,60	0,60	0,37
R49-R50	327,680509	400	0,30%	50	21,86	0,37	31,17	31,54	60,63	61,35	60,99	0,60	0,60	0,37
R50-R51	328,960925	400	0,30%	50	21,86	0,37	31,54	31,91	61,27	61,99	61,63	0,60	0,60	0,37
R51-R52	330,232127	400	0,30%	50	21,86	0,37	31,91	32,28	61,91	62,62	62,26	0,60	0,60	0,37
R52-R53	331,494288	400	0,30%	50	21,86	0,37	32,28	32,65	62,54	63,26	62,90	0,60	0,60	0,37
R53-R54	332,747574	400	0,30%	50	21,86	0,37	32,65	33,02	63,18	63,90	63,54	0,70	0,70	0,43
R54-R55	333,992147	400	0,30%	50	21,86	0,37	33,02	33,39	63,82	64,53	64,17	0,70	0,70	0,43
R55-R56	335,228163	400	0,30%	50	21,86	0,37	33,39	33,76	64,45	65,17	64,81	0,70	0,70	0,43
R56-R57	336,455775	400	0,30%	50	21,86	0,37	33,76	34,13	65,09	65,80	65,44	0,70	0,70	0,43
R57-R58	337,675131	400	0,30%	50	21,86	0,37	34,13	34,50	65,72	66,43	66,08	0,70	0,70	0,43
R58-R59	338,886375	400	0,30%	50	21,86	0,37	34,50	34,87	66,36	67,07	66,71	0,70	0,70	0,43
R59-R60	340,089647	400	0,30%	50	21,86	0,37	34,87	35,24	66,99	67,70	67,35	0,70	0,70	0,43
R60-R61	341,285083	400	0,30%	50	21,86	0,37	35,24	35,61	67,62	68,33	67,98	0,70	0,70	0,43
R61-R62	342,472815	400	0,30%	50	21,86	0,37	35,61	35,98	68,26	68,97	68,61	0,70	0,70	0,43
R62-R63	343,652972	400	0,30%	50	21,86	0,37	35,98	36,35	68,89	69,60	69,24	0,70	0,70	0,43
R63-R64	344,825679	400	0,30%	50	21,86	0,37	36,35	36,72	69,52	70,23	69,88	0,70	0,70	0,43
R64-R65	345,991058	400	0,30%	50	21,86	0,37	36,72	37,09	70,15	70,86	70,51	0,70	0,70	0,43
R65-R66	347,149227	400	0,30%	50	21,86	0,37	37,09	37,46	70,79	71,49	71,14	0,70	0,70	0,43

Tronçon	Ø théorique	Ø écono	Pente TN	pente projet	Longueur	Qme	Qmst	Qpe	Qpst	Qpf	VPS	V 1/2 S	V 2/10 S
Rg20-Rg21	384,058303	400	0,00127	0,0020	64	36,912	38,746	74,14	77,95	76,05	0,67	0,67	0,52
Rg21-Rg22	391,175134	400	0,00127	0,0020	64	38,746	40,580	77,95	81,77	79,86	0,67	0,67	0,52
Rg22-Rg23	394,653985	400	0,00026	0,0020	75	40,580	40,580	81,77	81,77	81,77	0,67	0,67	0,52
Rg23-Rg24	332,390264	400	0,00455	0,0050	70	40,580	40,584	81,77	81,82	81,79	1,07	1,07	0,82
Rg24-Rg25	332,459972	400	0,00455	0,0050	70	40,584	40,587	81,82	81,86	81,84	1,07	1,07	0,82
Rg25-Rg26	332,529656	400	0,00455	0,0050	70	40,587	40,591	81,86	81,91	81,88	1,07	1,07	0,82
Rg26-Rg27	332,599315	400	0,00455	0,0050	70	40,591	40,595	81,91	81,95	81,93	1,07	1,07	0,82
Rg27-Rg28	332,66895	400	0,00455	0,0050	70	40,595	40,598	81,95	82,00	81,98	1,07	1,07	0,82
Rg28-Rg29	332,738561	400	0,00455	0,0050	70	40,598	40,602	82,00	82,04	82,02	1,07	1,07	0,82
Rg29-Rg30	332,808147	400	0,00455	0,0050	70	40,602	40,605	82,04	82,09	82,07	1,07	1,07	0,82
Rg30-Rg31	332,877709	400	0,00455	0,0050	70	40,605	40,609	82,09	82,14	82,11	1,07	1,07	0,82
Rg31-Rg32	332,947247	400	0,00455	0,0050	70	40,609	40,613	82,14	82,18	82,16	1,07	1,07	0,82
Rg32-Rg33	333,016761	400	0,00455	0,0050	70	40,613	40,616	82,18	82,23	82,20	1,07	1,07	0,82
Rg33-Rg34	333,086251	400	0,00455	0,0050	70	40,616	40,620	82,23	82,27	82,25	1,07	1,07	0,82
Rg34-Rg35	333,155716	400	0,00455	0,0050	70	40,620	40,624	82,27	82,32	82,30	1,07	1,07	0,82
Rg35-Rg36	333,225158	400	0,00455	0,0050	70	40,624	40,627	82,32	82,36	82,34	1,07	1,07	0,82
Rg36-Rg37	333,294575	400	0,00455	0,0050	70	40,627	40,631	82,36	82,41	82,39	1,07	1,07	0,82
Rg37-Rg38	269,354929	400	0,01560	0,0156	70	40,631	40,639	82,41	82,52	82,46	1,88	1,88	1,45
Rg38-Rg39	269,485645	400	0,01560	0,0156	70	40,639	40,648	82,52	82,62	82,57	1,88	1,88	1,45
Rg39-Rg40	269,616255	400	0,01560	0,0156	70	40,648	40,656	82,62	82,73	82,68	1,88	1,88	1,45
Rg40-Rg41	269,746759	400	0,01560	0,0156	70	40,656	40,665	82,73	82,84	82,78	1,88	1,88	1,45
Rg41-Rg42	269,877159	400	0,01560	0,0156	70	40,665	40,673	82,84	82,94	82,89	1,88	1,88	1,45
Rg42-Rg43	270,007453	400	0,01560	0,0156	70	40,673	40,682	82,94	83,05	83,00	1,88	1,88	1,45
Rg43-Rg44	282,73847	400	0,01230	0,0123	54	40,682	40,771	83,05	83,61	83,33	1,67	1,67	1,29
Rg44-Rg45	283,452909	400	0,01230	0,0123	54	40,771	40,859	83,61	84,18	83,89	1,67	1,67	1,29
Rg45-Rg46	284,16436	400	0,01230	0,0123	54	40,859	40,948	84,18	84,74	84,46	1,67	1,67	1,29
Rg46-Rg47	433,614768	500	-0,00127	0,0013	75	40,948	40,948	84,74	84,74	84,74	0,63	0,63	0,49
Rg47-Rg48	456,951358	500	-0,00600	0,0010	50	40,948	41,534	84,74	86,20	85,47	0,55	0,55	0,43

58

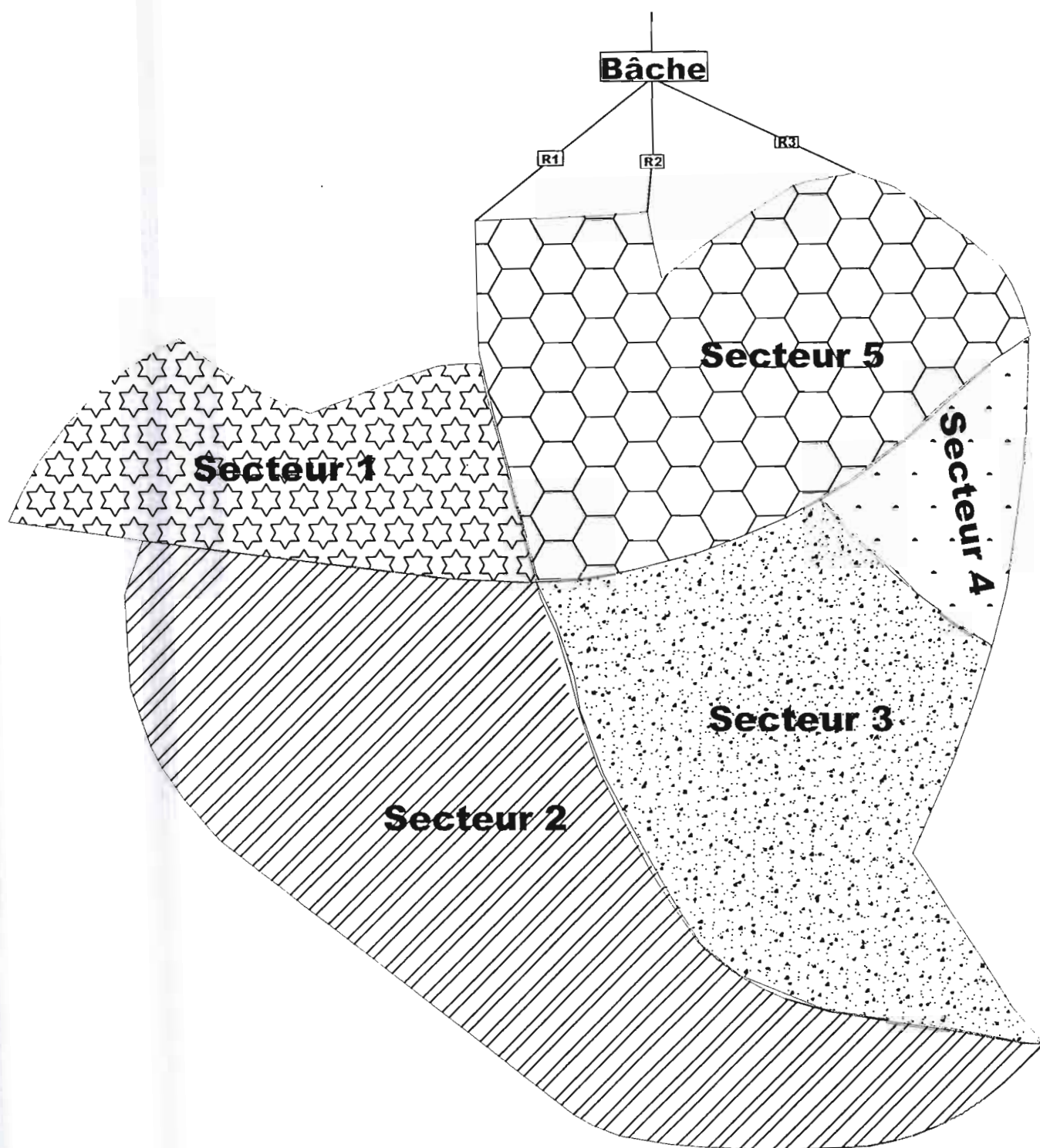
Tronçon	Ø théorique	Ø écono	Pente TN	pente projet	Longueur	Qme	Qmst	Qpe	Qpst	Qpf	VPS	V 1/2 S	V 2/10 S
Rg48-Rg49	459,872414	500	-0,00600	0,0010	50	41,534	42,120	86,20	87,67	86,94	0,55	0,55	0,43
Rg49-Rg50	462,762869	500	-0,00600	0,0010	50	42,120	42,706	87,67	89,13	88,40	0,55	0,55	0,43
Rg50-Rg51	465,623543	500	-0,00600	0,0010	50	42,706	43,291	89,13	90,60	89,87	0,55	0,55	0,43
Rg51-Rg52	468,455221	500	-0,00600	0,0010	50	43,291	43,877	90,60	92,06	91,33	0,55	0,55	0,43
Rg52-Rg53	471,258654	500	-0,00600	0,0010	50	43,877	44,463	92,06	93,53	92,79	0,55	0,55	0,43
Rg53-Rg54	474,034565	500	-0,00600	0,0010	50	44,463	45,049	93,53	94,99	94,26	0,55	0,55	0,43
Rg54-Rg55	476,783644	500	-0,00600	0,0010	50	45,049	45,635	94,99	96,46	95,72	0,55	0,55	0,43
Rg55-Rg56	479,506556	500	-0,00600	0,0010	50	45,635	46,221	96,46	97,92	97,19	0,55	0,55	0,43
Rg56-Rg57	483,529338	500	0,00198	0,0010	50	46,221	47,387	97,92	100,84	99,38	0,55	0,55	0,43
Rg57-Rg58	488,798686	500	0,00198	0,0010	50	47,387	48,552	100,84	103,75	102,29	0,55	0,55	0,43
Rg58-Rg59	493,975023	500	0,00198	0,0010	50	48,552	49,718	103,75	106,66	105,21	0,55	0,55	0,43
Rg59-Rg60	499,062499	500	0,00198	0,0010	50	49,718	50,884	106,66	109,58	108,12	0,55	0,55	0,43
Rg60-Rg61	504,064976	600	0,00198	0,0010	50	50,884	52,050	109,58	112,49	111,04	0,62	0,62	0,48
Rg61-Rg62	508,986049	600	0,00198	0,0010	50	52,050	53,215	112,49	115,41	113,95	0,62	0,62	0,48
Rg62-Rg63	513,829076	600	0,00198	0,0010	50	53,215	54,381	115,41	118,32	116,86	0,62	0,62	0,48
Rg63-Rg64	518,597196	600	0,00198	0,0010	50	54,381	55,547	118,32	121,24	119,78	0,62	0,62	0,48
Rg64-Rg65	523,293347	600	0,00198	0,0010	50	55,547	56,712	121,24	124,15	122,69	0,62	0,62	0,48
Rg65-Rg66	430,55665	600	0,00380	0,0030	53	56,712	58,449	124,15	128,49	126,32	1,08	1,08	0,84
Rg66-Rg67	436,04642	600	0,00380	0,0030	53	58,449	60,185	128,49	132,83	130,66	1,08	1,08	0,84
Rg67-Rg68	441,423352	600	0,00380	0,0030	53	60,185	61,921	132,83	137,17	135,00	1,08	1,08	0,84
Rg68-R69	446,693283	600	0,00380	0,0030	53	61,921	63,658	137,17	141,51	139,34	1,08	1,08	0,84
Rg69-Rg70	451,86158	600	0,00380	0,0030	53	63,658	65,394	141,51	145,85	143,68	1,08	1,08	0,84
Rg70-Rg71	456,933187	600	0,00380	0,0030	53	65,394	67,130	145,85	150,19	148,02	1,08	1,08	0,84
Rg71-Rg72	625,151788	800	0,00068	0,0006	50	67,130	69,143	150,19	155,23	152,71	0,59	0,59	0,45
Rg72-Rg73	632,79771	800	0,00068	0,0006	50	69,143	71,155	155,23	160,26	157,74	0,59	0,59	0,45
Rg73-Rg74	640,292681	800	0,00068	0,0006	50	71,155	73,168	160,26	165,29	162,77	0,59	0,59	0,45
Rg74-Rg75	647,644214	800	0,00068	0,0006	50	73,168	75,181	165,29	170,32	167,80	0,59	0,59	0,45
Rg75-Rg76	654,859234	800	0,00068	0,0006	50	75,181	77,193	170,32	175,35	172,84	0,59	0,59	0,45

06

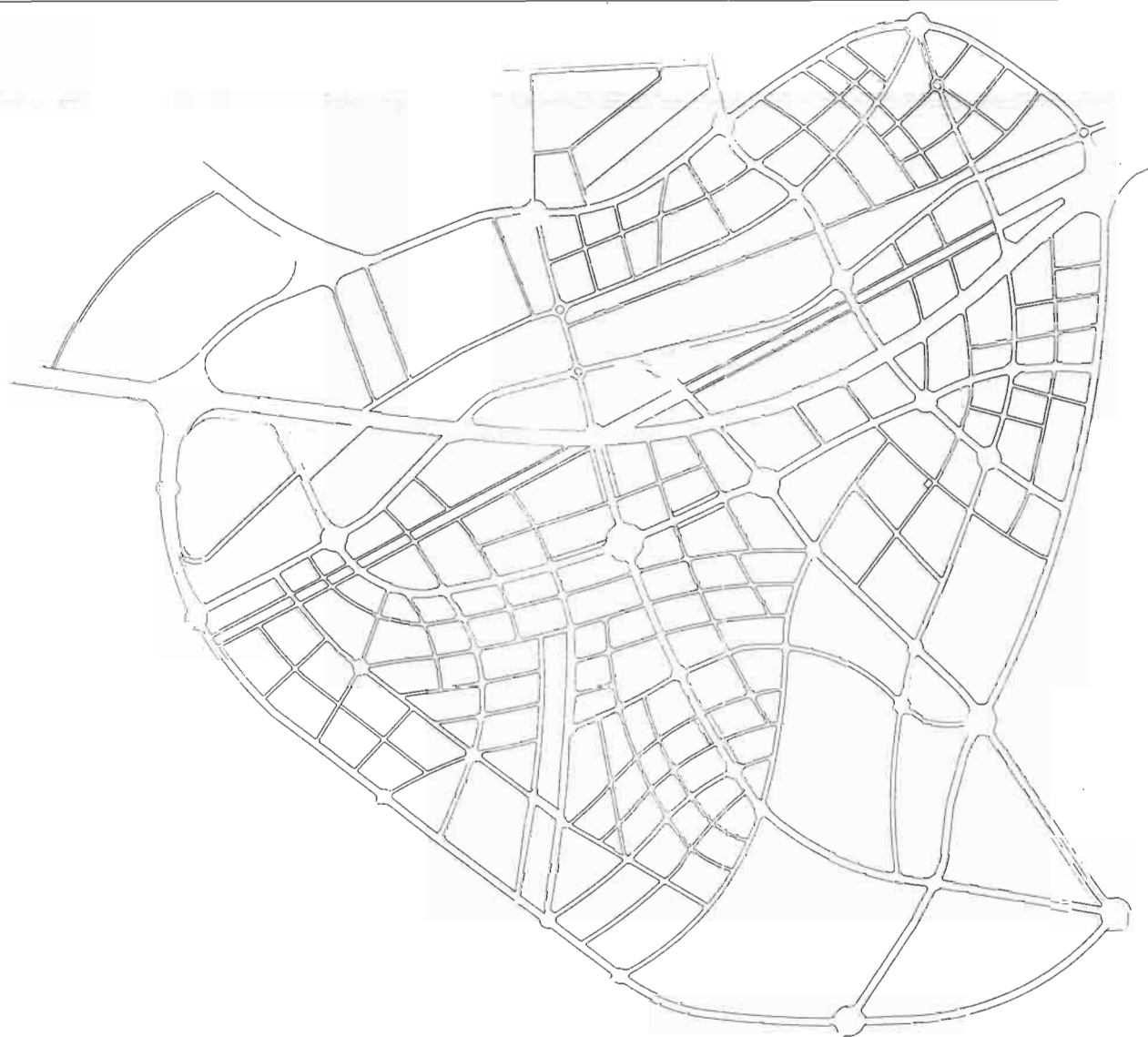
Tronçon	Ø théorique	Ø écono	Pente TN	pente projet	Longueur	Qme	Qmst	Qpe	Qpst	Qpf	VPS	V 1/2 S	V 2/10 S
Rg76-Rg77	397,086525	800	0,01141	0,0090	52	77,193	77,971	175,35	177,30	176,32	2,27	2,27	1,75
Rg77-Rg78	398,723685	800	0,01141	0,0090	52	77,971	78,749	177,30	179,24	178,27	2,27	2,27	1,75
Rg78-Rg79	400,349717	800	0,01141	0,0090	52	78,749	79,528	179,24	181,19	180,22	2,27	2,27	1,75
Rg79-Rg80	401,964816	800	0,01141	0,0090	52	79,528	80,306	181,19	183,13	182,16	2,27	2,27	1,75
Rg80-Rg81	403,569171	800	0,01141	0,0090	52	80,306	81,084	183,13	185,08	184,11	2,27	2,27	1,75
Rg81-Rg82	405,162966	800	0,01141	0,0090	52	81,084	81,862	185,08	187,02	186,05	2,27	2,27	1,75
Rg82-Rg83	406,74638	800	0,01141	0,0090	52	81,862	82,640	187,02	188,97	188,00	2,27	2,27	1,75
Rg83-Rg84	408,319586	800	0,01141	0,0090	52	82,640	83,418	188,97	190,91	189,94	2,27	2,27	1,75
Rg84-Rg85	409,882755	800	0,01141	0,0090	52	83,418	84,196	190,91	192,86	191,89	2,27	2,27	1,75
Rg85-Rg86	491,947758	800	0,00354	0,0035	58	84,196	85,651	192,86	196,50	194,68	1,42	1,42	1,09
Rg86-Rg87	495,373812	800	0,00354	0,0035	58	85,651	87,105	196,50	200,13	198,31	1,42	1,42	1,09
Rg87-Rg88	498,760822	800	0,00354	0,0035	58	87,105	88,560	200,13	203,77	201,95	1,42	1,42	1,09
Rg88-Rg89	502,109926	800	0,00354	0,0035	58	88,560	90,014	203,77	207,41	205,59	1,42	1,42	1,09
Rg89-Rg90	505,422206	800	0,00354	0,0035	58	90,014	91,469	207,41	211,04	209,22	1,42	1,42	1,09
Rg90-Rg91	508,698698	800	0,00354	0,0035	58	91,469	92,923	211,04	214,68	212,86	1,42	1,42	1,09
Rg91-Rg92	511,94039	800	0,00354	0,0035	58	92,923	94,378	214,68	218,31	216,50	1,42	1,42	1,09
Rg92-Rg93	515,148226	800	0,00354	0,0035	58	94,378	95,832	218,31	221,95	220,13	1,42	1,42	1,09
Rg93-Rg94	518,323111	800	0,00354	0,0035	58	95,832	97,287	221,95	225,59	223,77	1,42	1,42	1,09
Rg94-Rg95	521,46591	800	0,00354	0,0035	58	97,287	98,741	225,59	229,22	227,41	1,42	1,42	1,09
Rg95-Rg96	524,577455	800	0,00354	0,0035	58	98,741	100,196	229,22	232,86	231,04	1,42	1,42	1,09
Rg96-Rg97	541,550279	800	0,00026	0,0030	50	100,196	100,196	232,86	232,86	232,86	1,31	1,31	1,01
Rg97-Rg98	541,550279	800	0,00026	0,0030	50	100,196	100,196	232,86	232,86	232,86	1,31	1,31	1,01
Rg98-Rg99	541,550279	800	0,00026	0,0030	50	100,196	100,196	232,86	232,86	232,86	1,31	1,31	1,01
Rg99-Rg100	541,550279	800	0,00026	0,0030	50	100,196	100,196	232,86	232,86	232,86	1,31	1,31	1,01
R100-R101	541,550279	800	0,00026	0,0030	50	100,196	100,196	232,86	232,86	232,86	1,31	1,31	1,01
Rg101-Rg102	669,518307	800	0,00007	0,0010	60	100,196	103,267	232,86	240,54	236,70	0,76	0,76	0,58
Rg102-Rg103	677,582396	800	0,00007	0,0010	60	103,267	106,339	240,54	248,22	244,38	0,76	0,76	0,58
Rg103-Rg104	685,489624	800	0,00007	0,0010	60	106,339	109,411	248,22	255,90	252,06	0,76	0,76	0,58

Annexe 3: Les Plans

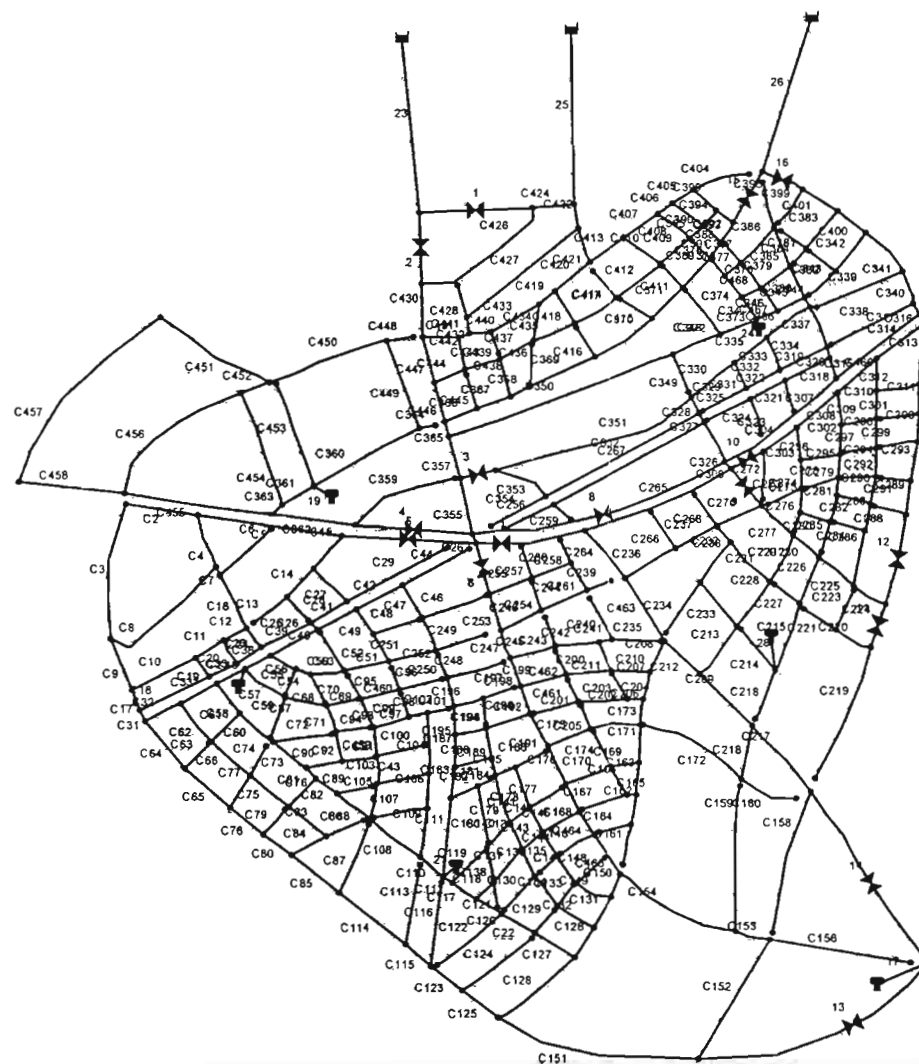
- ✚ Plan de Voirie
- ✚ Plan de Sectorisation
- ✚ Plan Epanet : Conduite et Nœuds
- ✚ Plan des vannes
- ✚ Plan du réseau incendie
- ✚ Plan du réseau Eaux Usées



Plan de Sectorisation



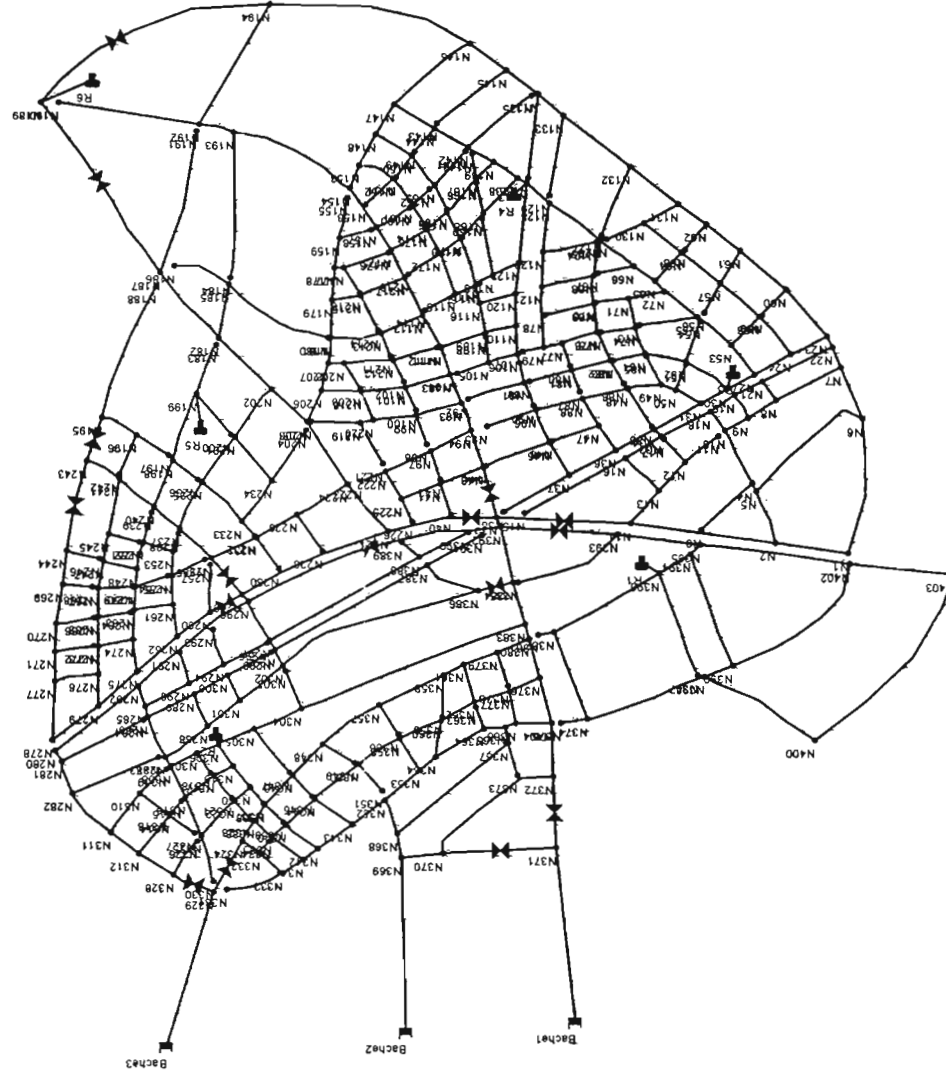
Plan de la voirie
Ech.: 1-30 000e

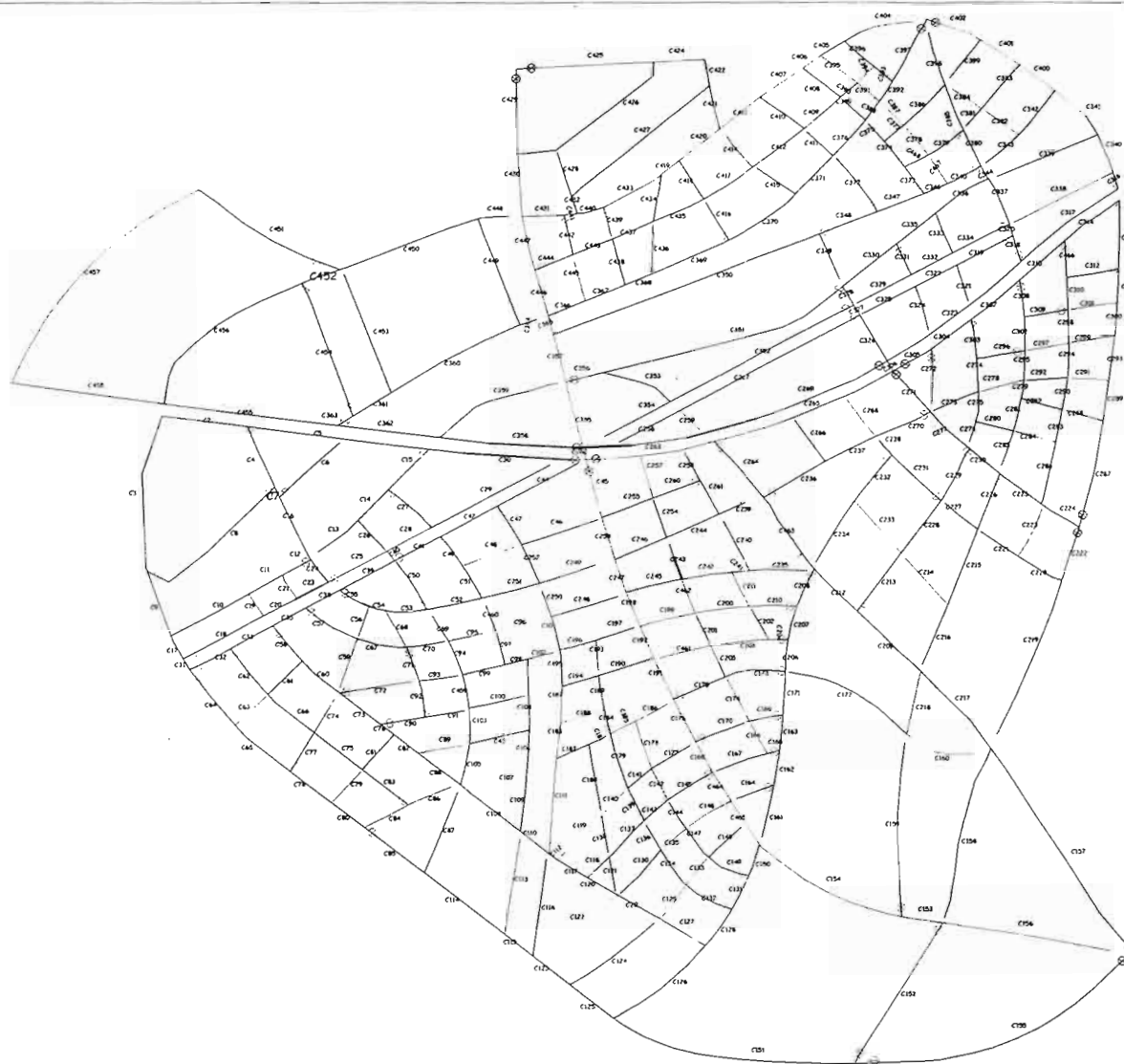


EPANET 2 Fr

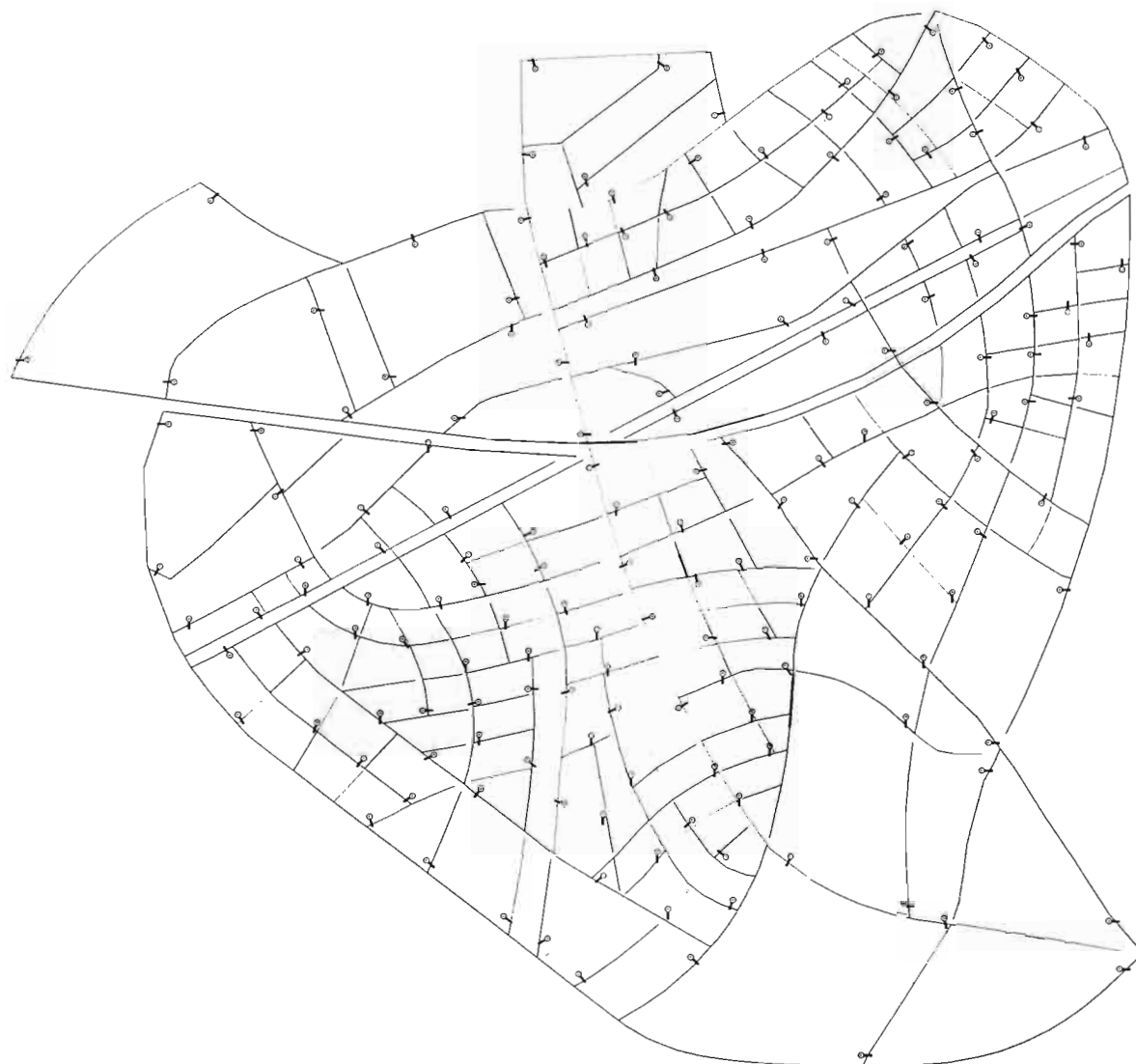
Plan des Conduites

Plan des Noeuds



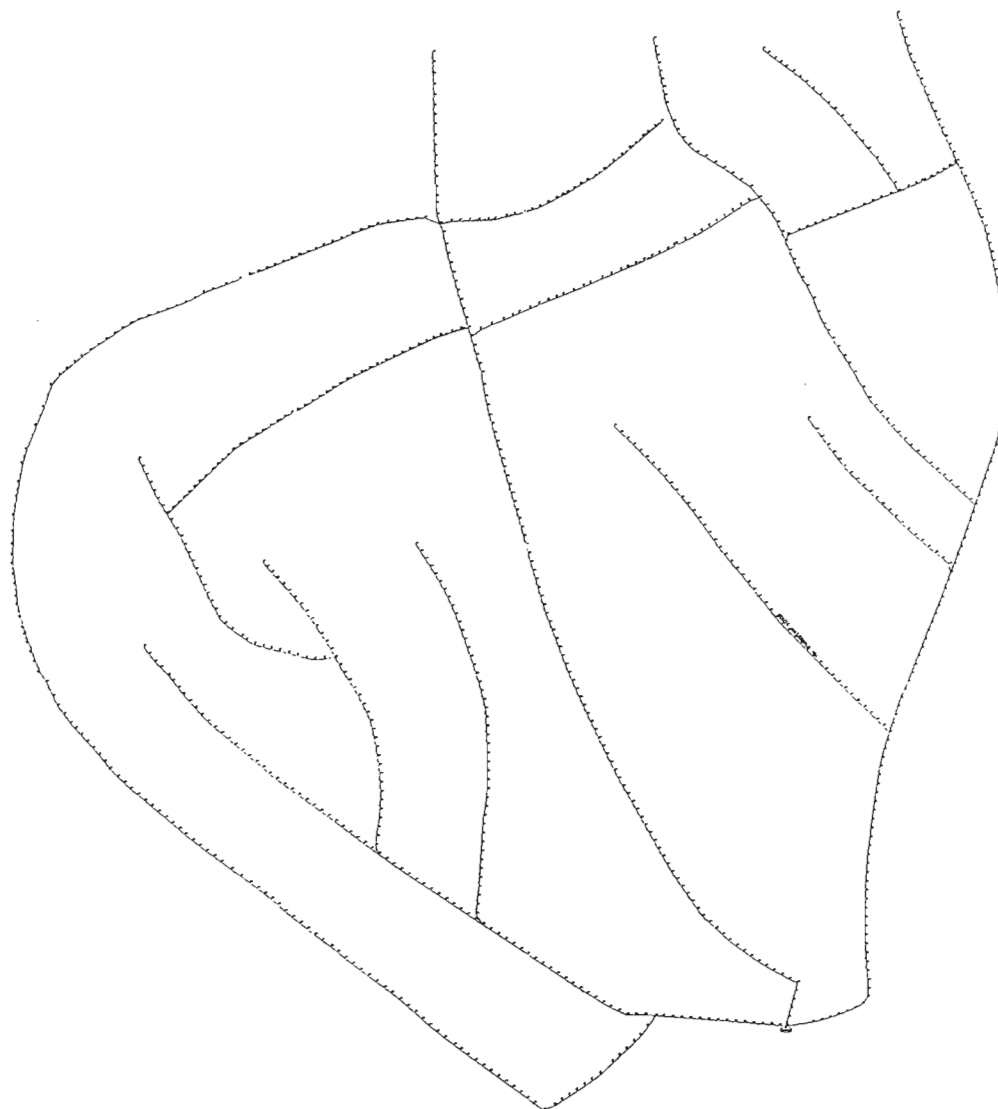


Plan des Vannes
Ech.: 1-30 000e



Plan réseau incendie

Ech.: 1-30 000e

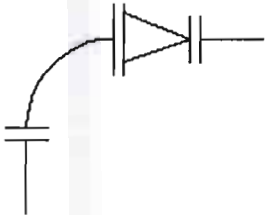
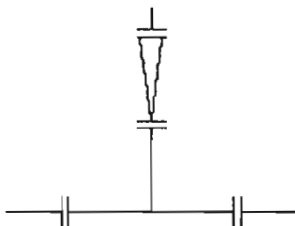
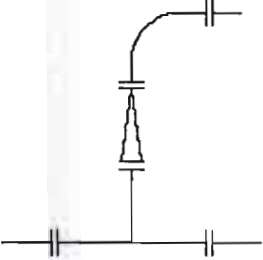
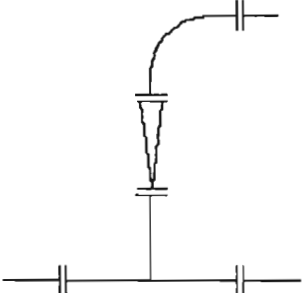
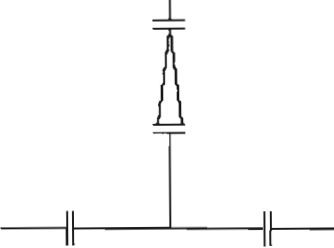


Plan du réseau des eaux usées

Annexe 4

- ✦ Cahier des Nœuds
- ✦ Courbe d'évolution des réservoirs d'équilibre
- ✦ Profils en Long

Tableau des différentes pièces spéciales

PIECE 1  COUDE + CONE	PIECE 2  BOUCHON	PIECE 3  TE + CONE 1
PIECE 4  TE + CONE + COUDE 1	PIECE 5  TE + CONE + COUDE 2	PIECE 6  TE + CONE 2

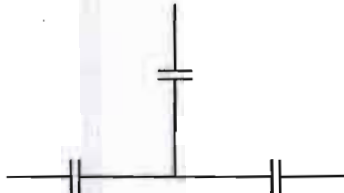
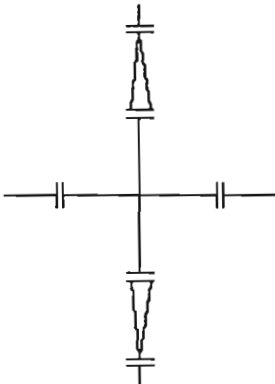
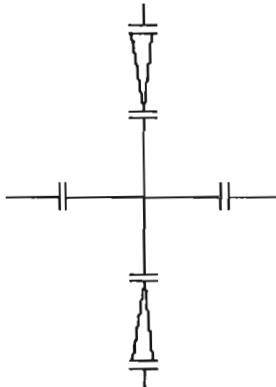
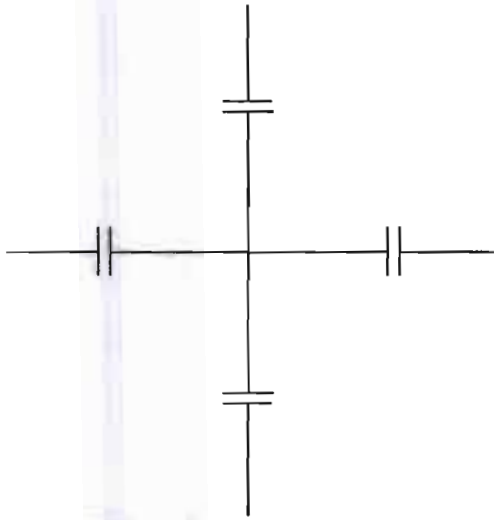
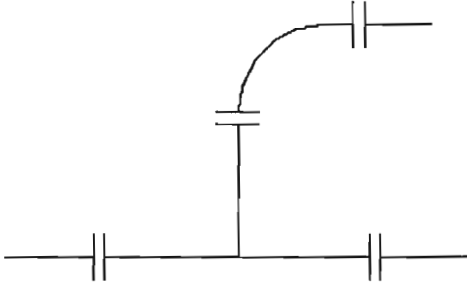
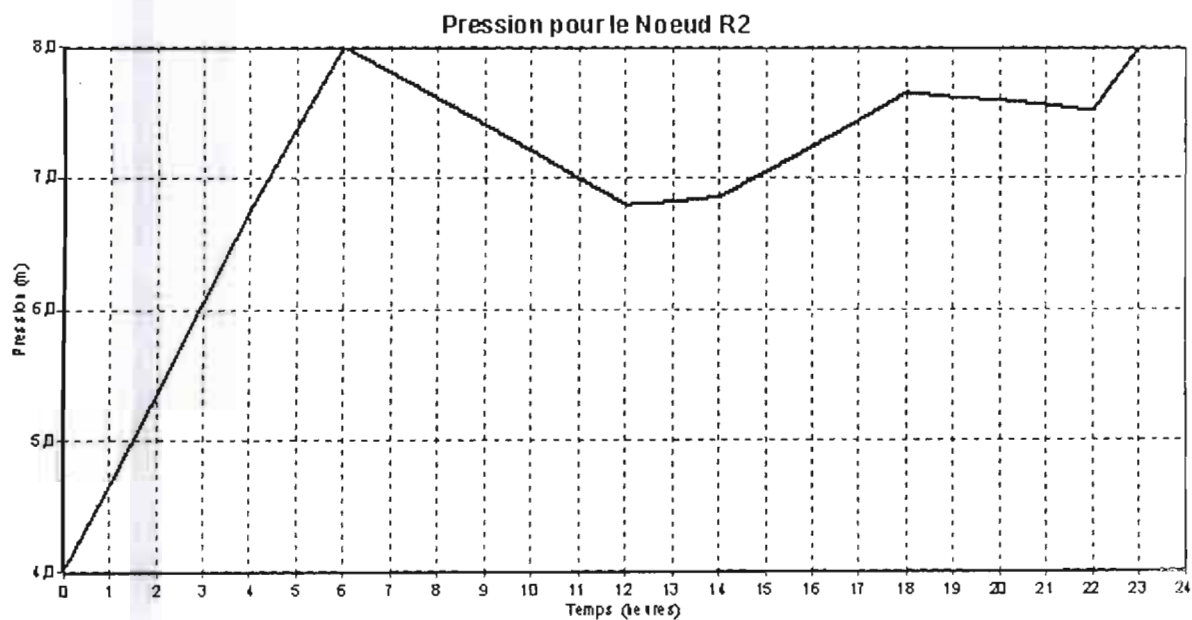
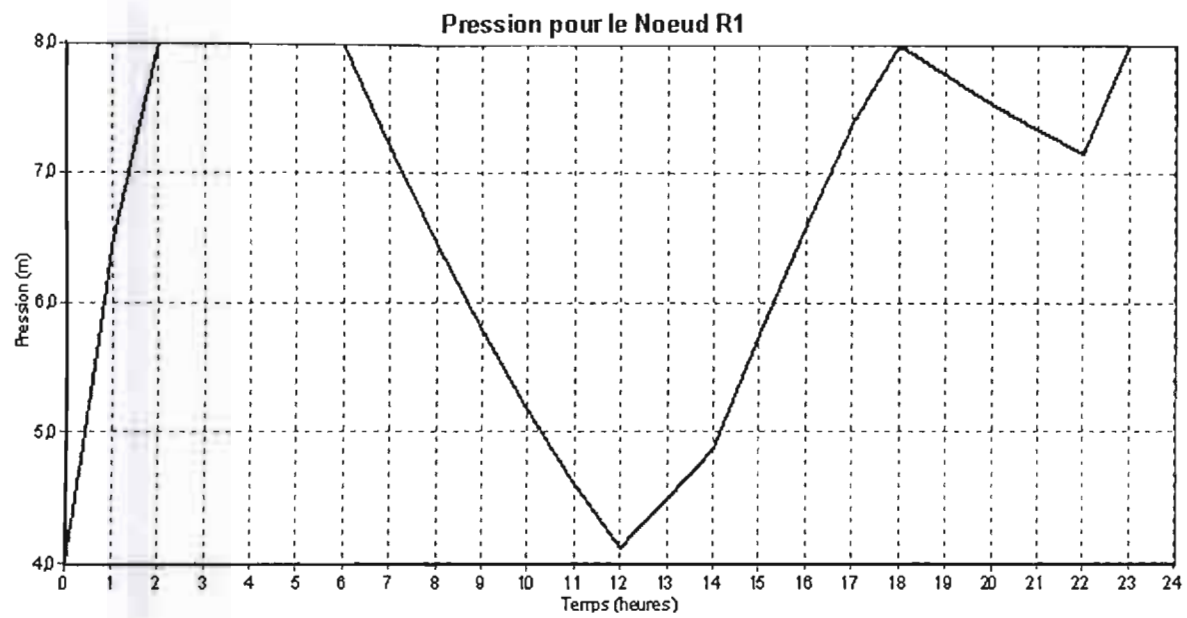
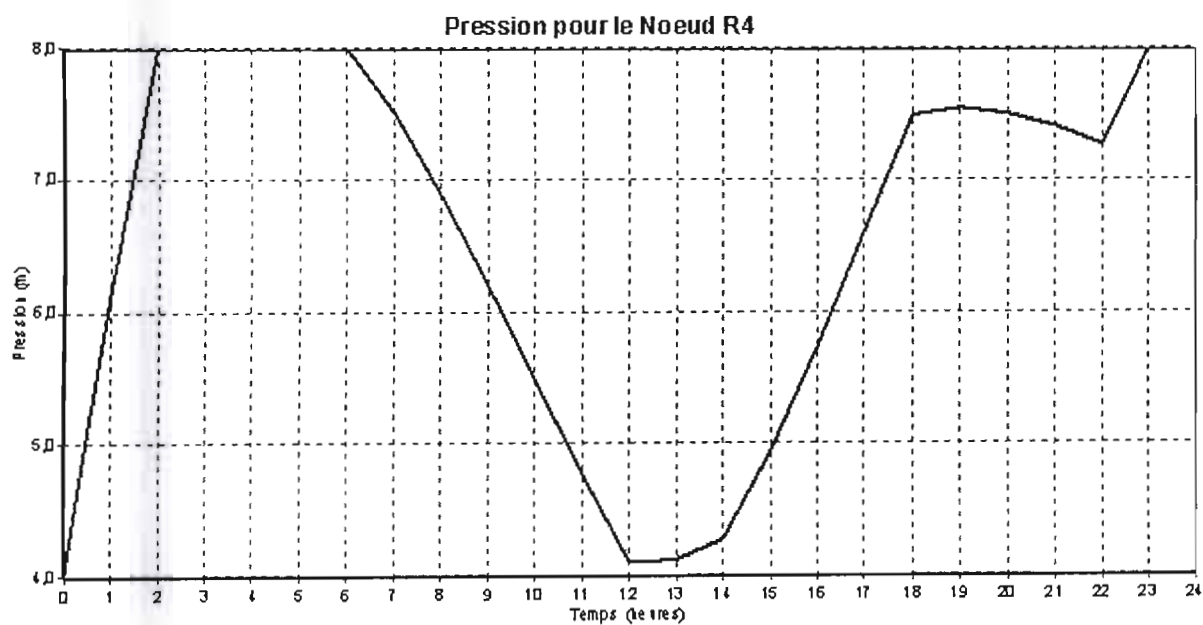
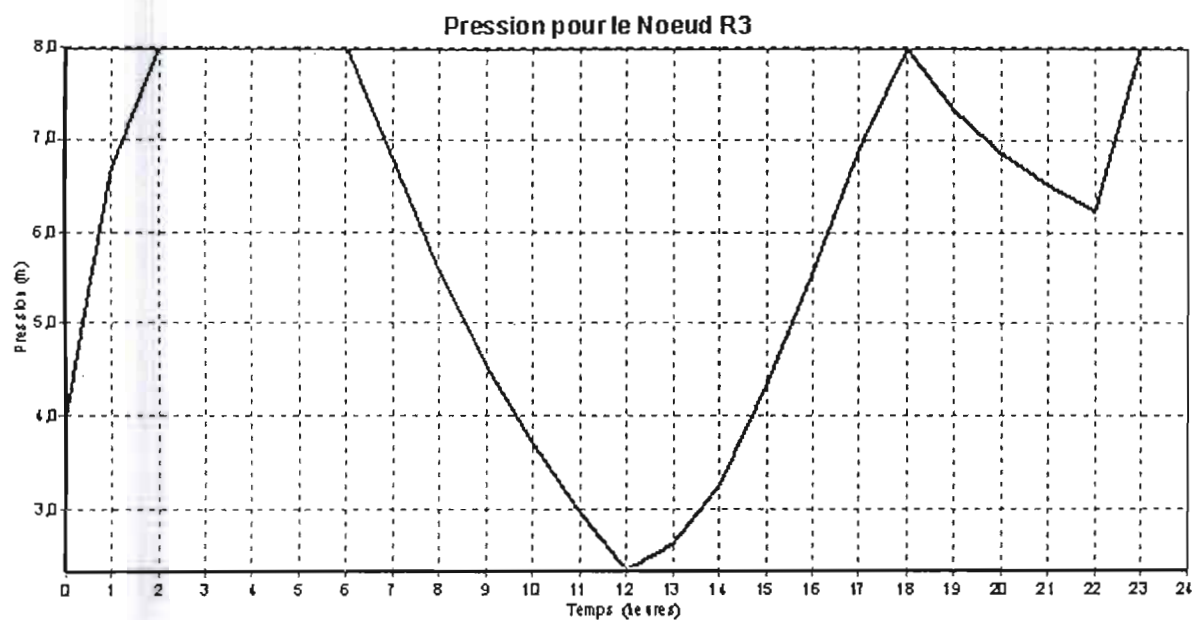
PIECE 7  TE	PIECE 8  CROIX + CONE 1	PIECE 9  CROIX + CONE 2
PIECE 10  CROIX	PIECE 11  TE + COUDE	

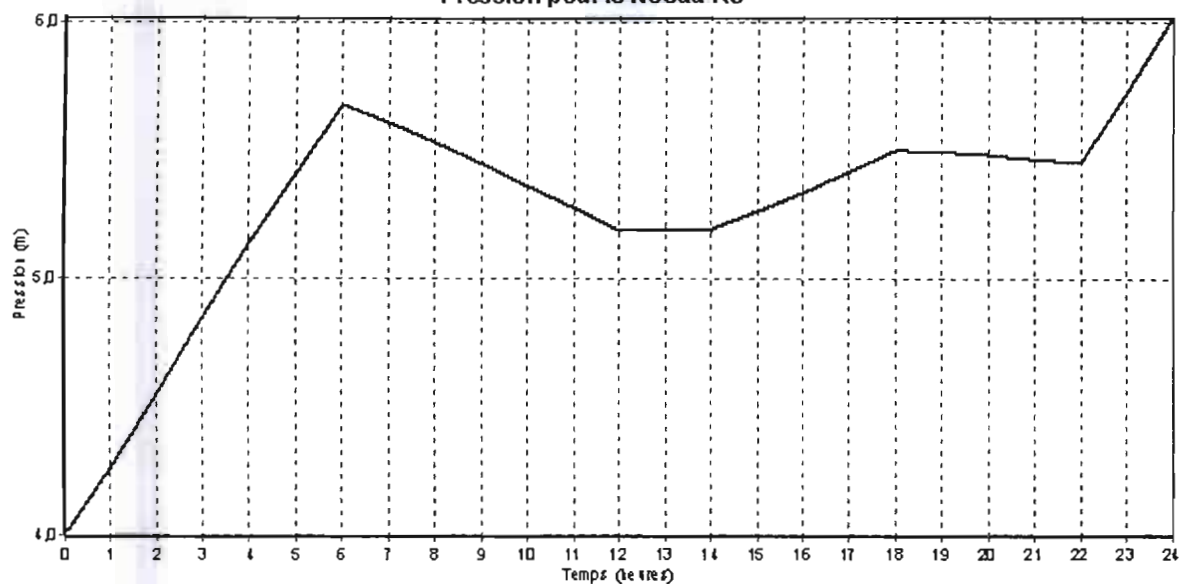
Tableau des nœuds

NOEUDS	PIECES	DESIGNATIONS
N1	Pièce 1	1 COUDE 1/4 DN 400 Fonte 1 CONE BRD 400/300 Fonte
N2	Pièce 4	1 TE BRD 300/300 Fonte 1 CONE BRD 300/90 Fonte 1 COUDE 1/8 DN 90 PVC
N3	Pièce 2	1 BOUCHON DN90 PVC
N4	Pièce 7	1 TE BRD 90/90 PVC
N5	Pièce 6	1 TE BRD 90/90 PVC 1 CONE BRD 90/63 PVC
N6	Pièce 4	1 TE BRD 400/400 Fonte 1 CONE BRD 400/63 Fonte 1 COUDE 1/8 DN 63 PVC
N7	Pièce 6	1 TE BRD 400/400 Fonte 1 CONE BRD 400/63 Fonte
N8	Pièce 7	1 TE BRD 63/63 PVC
N9	Pièce 7	1 TE BRD 63/63 PVC
N10	Pièce 3	1 TE BRD 63/63 PVC 1 CONE BRD 90/63 PVC
N11	Pièce 2	1 BOUCHON DN 63 PVC
N12	Pièce 3	1 TE BRD 63/63 PVC 1 CONE BRD 90/63 PVC
N13	Pièce 6	1 TE BRD 90/90 PVC 1 CONE BRD 90/63 PVC
N14	Pièce 4	1 TE BRD 300/300 Fonte 1 CONE BRD 300/90 Fonte 1 COUDE 1/8 DN 90 PVC
N15	Pièce 2	1 BOUCHON DN 100 PVC
N16	Pièce 6	1 TE BRD 100/100 PVC 1 CONE BRD 100/63 PVC

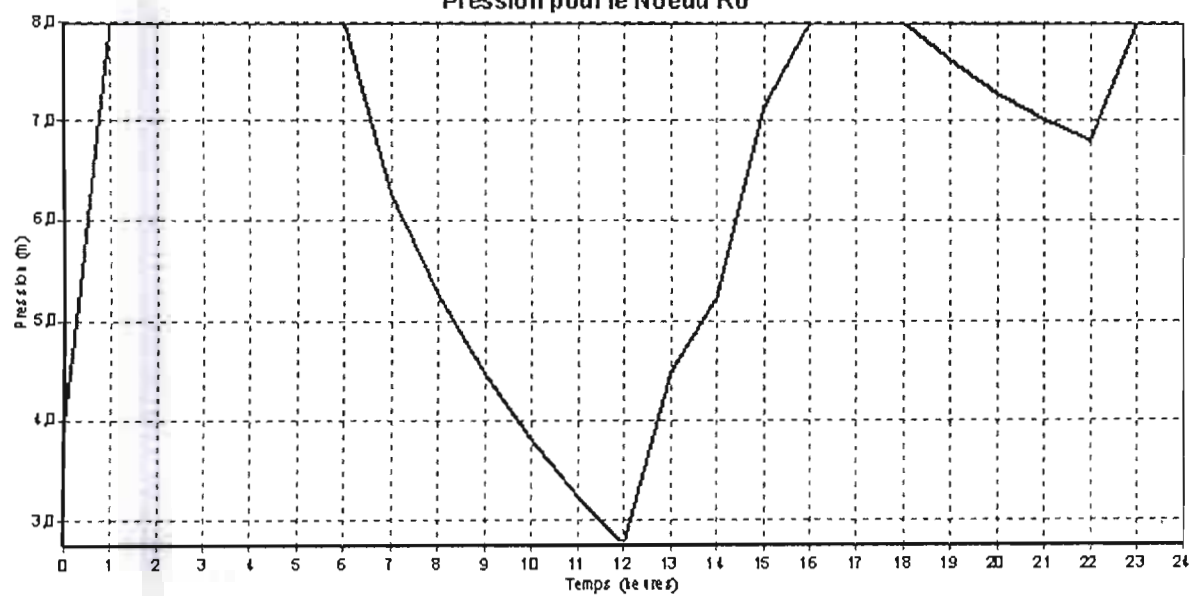


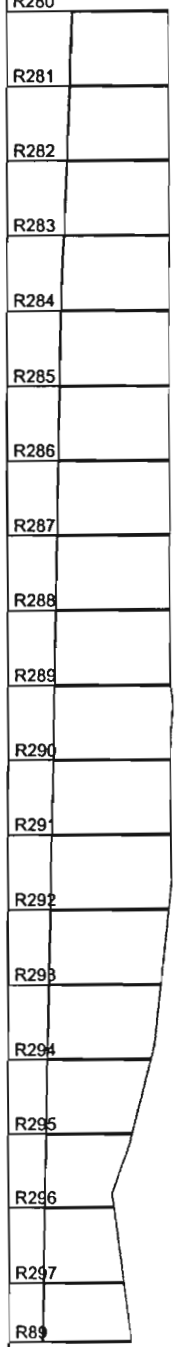


Pression pour le Noeud R5



Pression pour le Noeud R6



Axe : Profil R280 - R89			
Echelle X : 5000			
Echelle Z : 250			
P C : 0.50			
Terrain	Z		
	D		
Cotes radiers regard		0	6.00
Profondeurs regard		50	6.00
Pentes		50	6.00
		100	6.00
		150	6.00
		200	6.00
		250	6.00
		300	6.00
		350	6.00
		400	6.00
		450	6.02
		500	6.00
		550	6.00
		600	5.94
		650	5.67
		700	5.33
		750	4.68
		800	4.06
		850	4.39
		889	4.64
Mensura			

Profil en Long

Axe : Profil R261 - R280

Echelle X : 5000
Echelle Z : 250

Echelle Z : 250

PC: 1.50

Terrain

D

C

Cotes radiers regard

Profondeurs regard

Pentes

Proil en Long

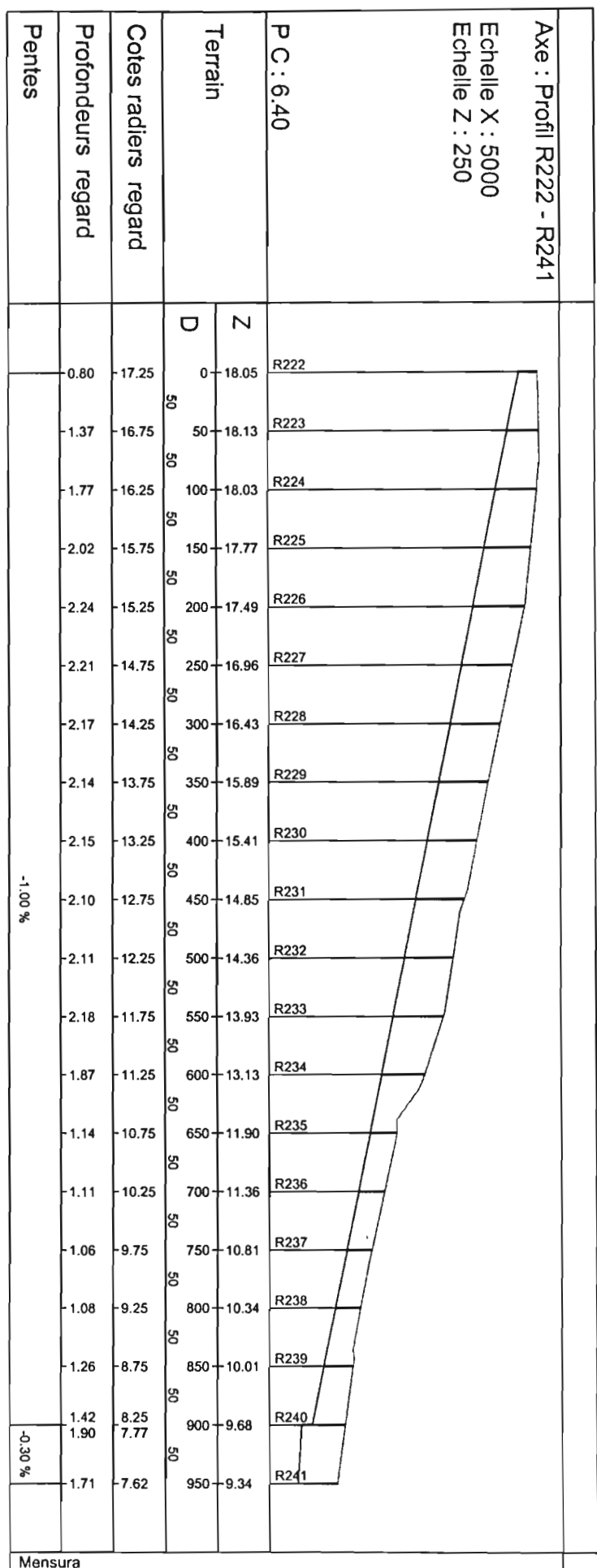
Mensura

Axe : Profil Rg14 - Rg28			
Echelle X : 5000			
Echelle Z : 250			
P C : 0.50	N	Rg14	
	D	Rg15	
Terrain	N	Rg16	
	D	Rg17	
Cotes radiers regard	N	Rg18	
	D	Rg19	
Profondeurs regard	N	Rg20	
	D	Rg21	
Pentes	N	Rg22	
	D	Rg23	
	N	Rg24	
	D	Rg25	
	N	Rg26	
	D	Rg27	
	N	Rg28	
	D		
Mensura			

Profil en Long

Axe : Profil Rg0 - Rg14			
Echelle X : 5000			
Echelle Z : 250			
P C : 0.50			

Profil en Long



Annexe 5: Les Figures

- ✚ Poteau d'incendie
- ✚ Regards
- ✚ Station de Relèvement

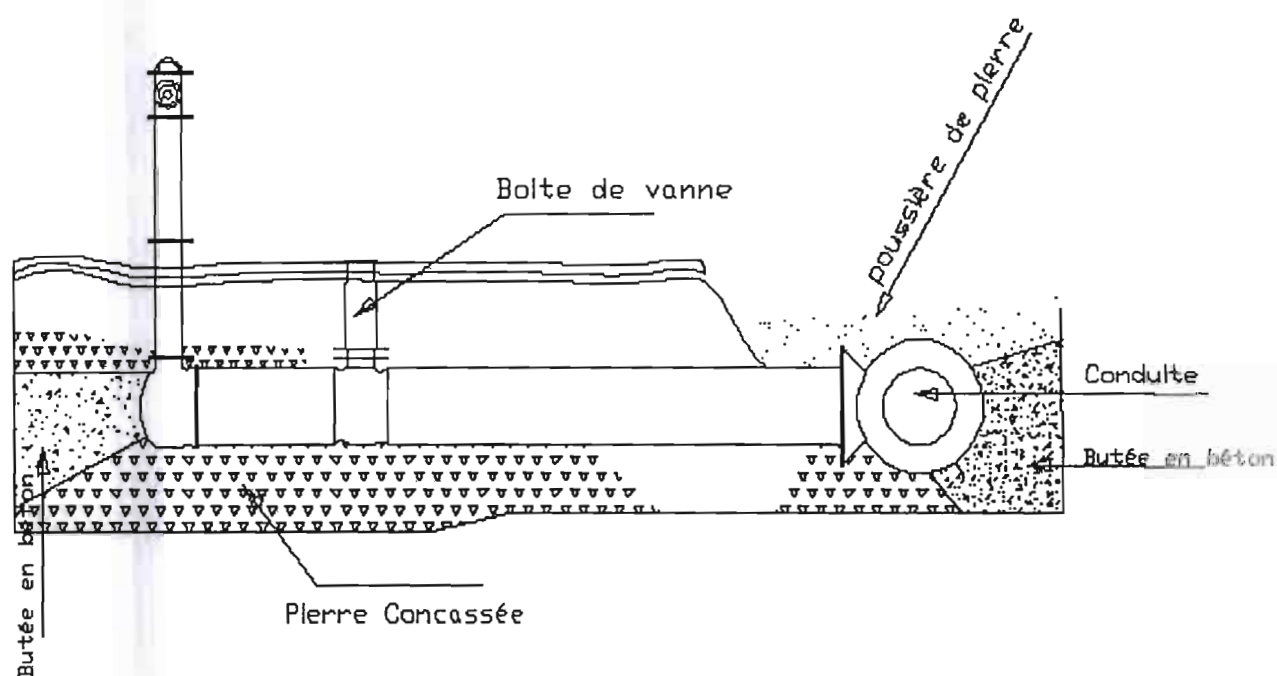
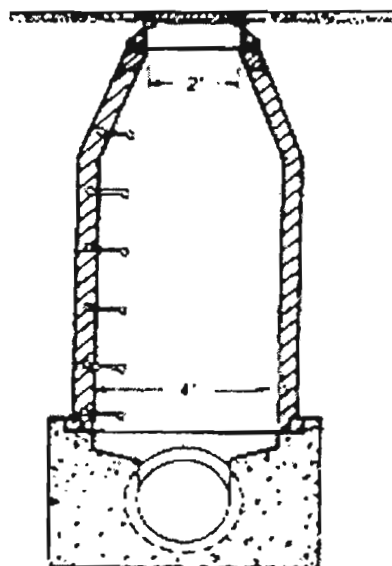
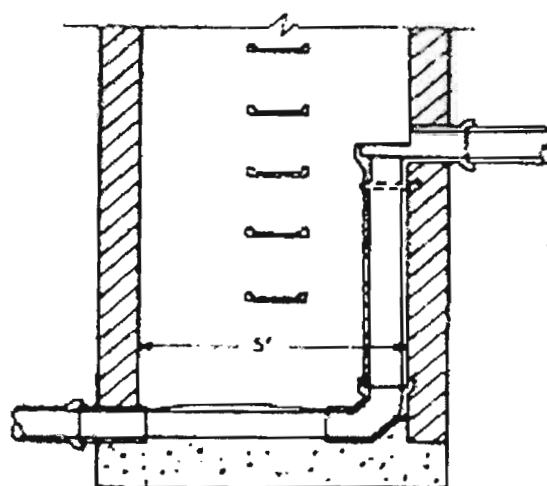


Figure 13: Installation des poteaux d'incendie

Figure 11: Les regards

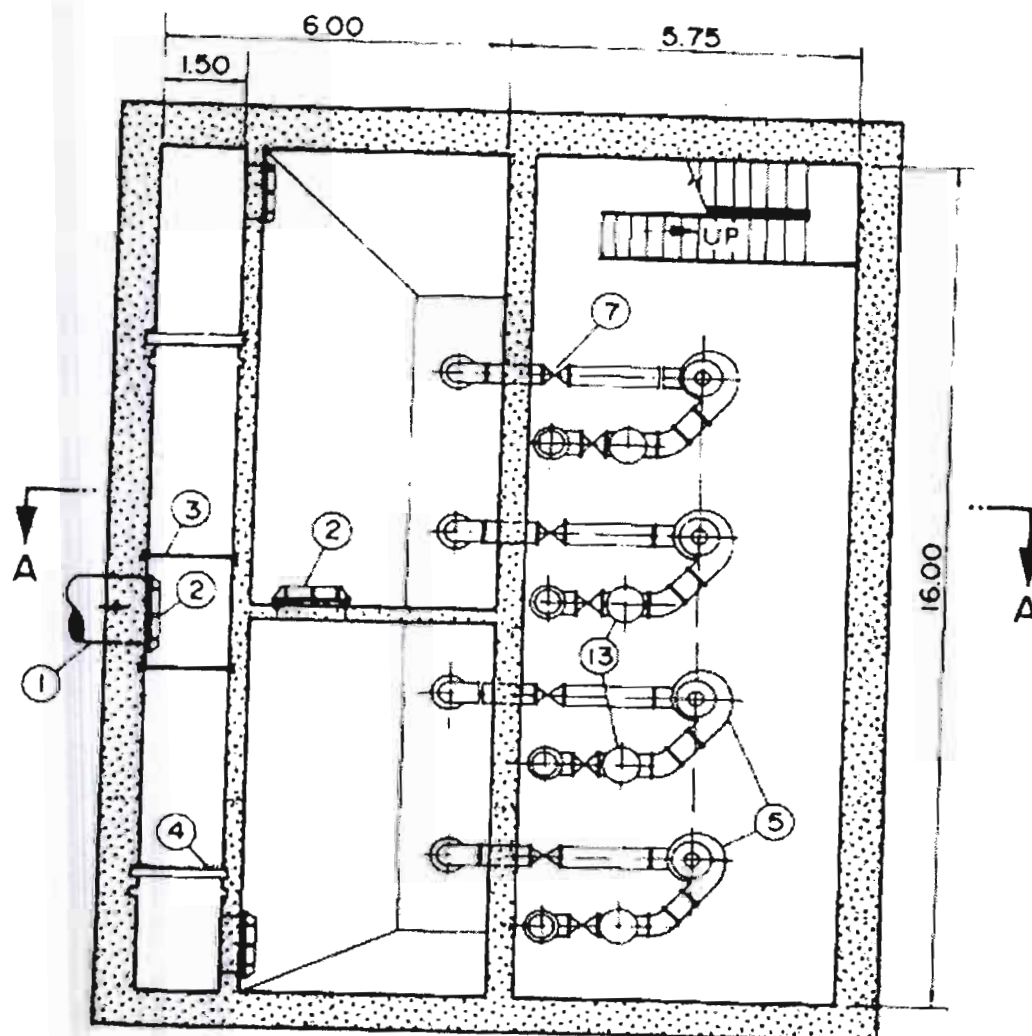


Regard de Visite



Regard de chute

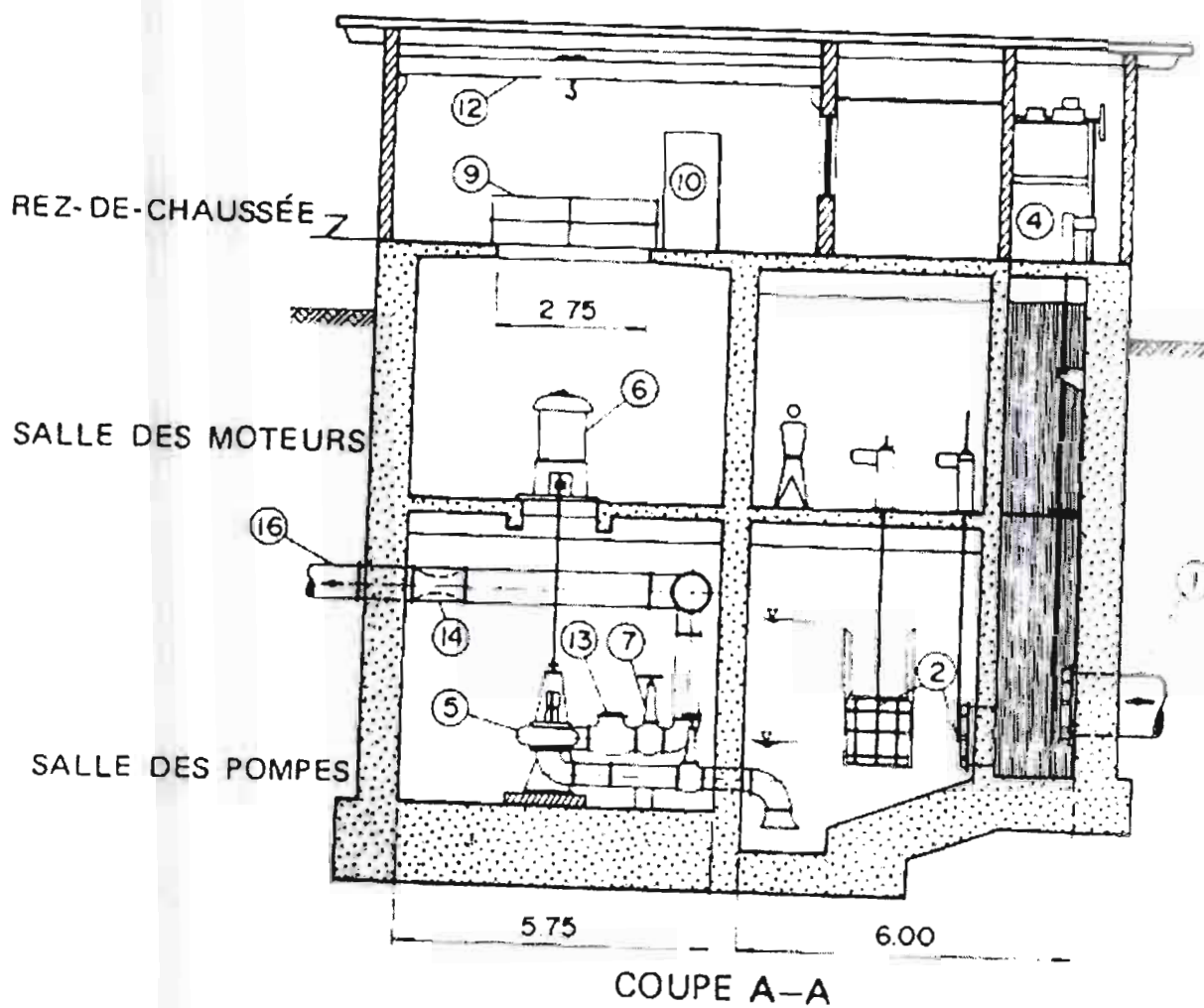
Figure 12 : Station de relèvement d'eaux usées



Vue en plan de la salle des pompes

Légende

- 1 : égout d'alimentation
- 2 : vanne actionnée par un moteur
- 3 : grille anti-bûches
- 4 : grille mécanique à débris.
- 5 : pompe d'eaux usées brute
- 13 : soupape de contrôle



Légende

- 16 : conduite forcée
14 : débitmètre