

REPUBLIQUE DU SENEGAL
UNIVERSITE CHEIKH ANTA DIOP DE DAKAR



GC0037

ECOLE SUPERIEURE POLYTECHNIQUE
Centre de THIES

DEPARTEMENT GENIE CIVIL

PROJET DE FIN D'ETUDES

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

Titre :

Etude diagnostique et mise en place d'un système d'informations géographiques pour le réseau d'assainissement de la ville de Louga

Auteurs : Omar CAMARA
Madiha DIABY

Directeur : M. El Hadj Bamba DIAW
Co-Directeurs : M. Sani TAMBA
M. Ibrahima THIAM

Année académique 2003- 2004

DEDICACES

Nous dédions ce modeste travail

A nos parents .

A toute la promotion 2003-2004 de l'E.S.P ;

A tous ceux de loin ou de près ont contribué dans notre formation éducative et scolaire.

REMERCIEMENTS

Nous aimerions exprimer toute notre gratitude à l'égard de nos chers professeurs, MM. El Hadji Bamba DIAW et Sém I AMBA, pour nous avoir proposé le sujet mais surtout pour leur ouverture, leur disponibilité, leur conseil et la patience dont ils ont fait preuve dans le cadre de ce projet.

Ces remerciements s'adresse également à :

- M. Ibrahima THIAM, professeur de Topographie à l'E.S.P. pour nous avoir facilité l'obtention de la carte de la ville de Louga ;
- M. Amadou SARR, professeur d'hydraulique à l'E.S.P. pour ses conseils tant instructifs ;
- La municipalité de Louga pour nous avoir facilité le travail de terrain ;
- Le service de la documentation de l'ONAS pour leur entière collaboration ;
- M. Alassane BA, professeur de Topographie, pour la prise en main d'Arcview ;
- M. Abdoulaye NIANG, ingénieur polytechnicien au REGEFOR, pour sa disponibilité ;

Nous profitons de cette opportunité pour remercier l'ensemble du corps professoral pour leur engagement, le personnel administratif de l'E.S.P. Thiés et toute les personnes qui de loin nous ont facilité la tâche dans la rédaction de ce rapport.

SOMMAIRE

Ce présent rapport a pour objet l'étude diagnostique du réseau d'assainissement (eaux pluviales et eaux usées) de la ville de Louga.

Louga, ville de l'intérieur du Sénégal, n'ayant pas de frontières côtières, possède un réseau d'assainissement de type séparatif conçu dans les années 1976 par une entreprise italienne nommée ITAI.CONSULT. Ce réseau, qui devait être exécuté en trois phases n'a vu que la réalisation de la phase n°1 couvrant une superficie assez réduite du centre ville. En plus de cette zone, il faut noter l'assainissement du quartier Grand Louga qui a été réalisé au début des années 80.

Pour ce réseau, datant de plus de 25 ans et dont les plans de récolement font défaut, une étude de mise à jour des différents éléments le composant est nécessaire pour de futures interventions sur ce dernier.

Dans ce projet de fin d'études, une collecte de toutes les informations relatives au réseau, un traitement de ces dernières et leurs stockages dans une base de données sous un logiciel de système d'informations géographiques, Arcview, a été effectuée pour faciliter la prise de décision des responsables. Une étude diagnostique suivie de propositions alternatives au fonctionnement actuel a été faite en tenant compte de plusieurs facteurs liés entre autres au principe d'écoulement des eaux usées et pluviales. Pour ce faire, la population actuelle de la ville, le taux de raccordement et les cotes topographiques des différents éléments composant le réseau ont été déterminés. L'étude de la station d'épuration dans son ensemble, incluant les boues produites et la réutilisation des eaux résiduaires a été effectuée.

L'étude est complétée par la conception d'un S.I.G. qui constitue un outil de gestion et d'aide à la décision.

TABLE DES MATIERES

LISTE DES FIGURES

LISTE DES TABLEAUX

LISTE DES ABREVIATIONS

LISTE DES ANNEXES

INTRODUCTION..... 1

PREMIERE PARTIE : GENERALITES..... 3

Chapitre I : PRÉSENTATION DE LA VILLE DE LOUGA

I.1. Situation Géographique

I.2. Situation démographique

I.3. Types et occupation des sols

I.4. Les infrastructures routières

Chapitre II : PROBLEMATIQUE DE L'ASSAINISSEMENT DE LA VILLE

II.1. Eaux usées

II.2. Eaux pluviales

II.3. Station d'épuration

DEUXIEME PARTIE : RECONSTITUTION DU RESEAU

Chapitre I : RESEAU DES EAUX PLUVIALES

I.1. Présentation du réseau de la ville

I.2. Qualité des eaux pluviales

I.3. Aspect quantitatif des eaux pluviales

I.3.1. La méthode rationnelle

I.3.2. Bassin versant

I.3.3. Intervalle de récurrence

I.3.4. Intensité de la pluie

I.3.5. Courbes d'intensité – durée – fréquence (courbes IDF)

- I.3.6. Temps de concentration
- I.3.7. Coefficient de ruissellement
- I.3.8. Topographie
- I.3.9. Calcul de la capacité maximale des conduites
- I.3.10. Calcul des volumes drainés

Chapitre II : RESEAU EAUX USEES

- II.1. Calcul des débits d'eaux usées
 - II.1.1. Débit des eaux usées d'origine domestique
 - II.1.2. Facteurs de pointe
 - II.1.3. Débit d'eaux usées d'origine industrielle
 - II.1.4. Débit d'eaux usées d'origine commerciale
 - II.1.5. Débit d'eaux usées d'origine institutionnelle
 - II.1.6. Débit d'eaux parasites
- II.2. Evaluation des débits extrêmes
 - II.2.1. Débits minimums
 - II.2.2. Débits maximums totaux
- II.3. Présentation des réseaux
- II.4. Calcul des débits avec écoulement à pleine section
- II.5. Calcul des débits de service.
- II.6. Comparaison des débits de service aux débits de pleine section

Chapitre III : ETUDE DE LA STATION D'EPURATION

- III.1. Généralités sur les eaux usées
 - III.1.1. Caractéristiques des eaux usées
 - a) Importance du traitement des eaux
 - b) Les caractéristiques chimiques et organiques des eaux usées
 - b-1) La demande biochimique en oxygène en 5 jours : DBO₅*
 - b-2) La demande chimique en oxygène : DCO*
 - b-3) Le carbone organique total : COT*
 - b-4) L'oxydabilité au permanganate de potassium : KMNO₄*
 - c) Les caractéristiques physiques des eaux usées
 - c-1) La température*
 - c-2) Le pH et la conductivité*

c-3) Les matières en suspension : MES

d) Les caractéristiques biologiques des eaux usées

III.1.2 Traitement des eaux usées

a) Traitements préliminaires

b) Traitements primaires

c) Traitements secondaires

c-1) Procédés biologiques naturels

c-2) Procédés physico-chimiques de l'épuration

c-3) Procédés biologiques artificiels

J) Les traitements complémentaires ou tertiaires

d-1) Élimination de l'azote

d-2) Élimination du phosphore

III.2. Diagnostic de la Station d'Épuration

III.2.1. Localisation

III.2.2. Quantité d'eaux usées traitées et procédé utilisé

III.2.3. Description et fonctionnement de la station existante

a) Prétraitement

b) Lagunage naturel

c) Émissaire

III.2.4. Performance de la station

III.2.5. Principaux problèmes de la station

III.3. Proposition d'un Schéma de réhabilitation

III.4. Valorisation des produits de dépollution des eaux résiduaires

III.4.1. Réutilisation des eaux issues du traitement.

III.4.2. Valorisation des boues

TROISIEME PARTIE : MISE EN PLACE D'UN SYSTEME

D'INFORMATIONS GEOGRAPHIQUES

Chapitre I : GENERALITES SUR LES S.I.G.

I.1. Définition

I.2. Le SIG Areview

I.2.1. Vues (Views)

I.2.2. Tables

I.2.3. Diagrammes (charts)

1.2.4. Mises en page (layouts)

1.2.5. Scripts

1.2.6. Projets

Chapitre II : CONCEPTION DU S.I.G.

II.1. Le modèle conceptuel de données

II.2. Conception du SIG

II.3. Procédure d'utilisation du SIG

CONCLUSION ET RECOMMANDATIONS

BIBLIOGRAPHIE

ANNEXES

LISTE DES FIGURES

Titres	Pages
<u>Figure n°1</u> : Carte du Sénégal (Localisation de la ville de Louga).....	4
<u>Figure n°2</u> : Plan d'ensemble du réseau E.U. et E.P.	10
<u>Figure n°3</u> : Schéma du réseau d'évacuation des eaux pluviales.....	14
<u>Figure n°4</u> : Les pluies au Sénégal en 2001.....	19
<u>Figure n°5</u> : Localisation des sous bassins versants E.P.	27
<u>Figure n°6</u> : Variation Journaliere de la consommation pour l'ensemble de la ville.....	31
<u>Figure n°7</u> : Schéma du réseau eaux usées de Grand Louga.	37
<u>Figure n°8</u> : Plan du réseau eaux usées centre ville.....	38
<u>Figure n°9</u> : Evolution de la population raccordée au réseau d'assainissement	56
<u>Figure n°10</u> : Schémas de fonctionnement de la S.T.E.P.....	64
<u>Figure n°11</u> : Géométrie des bassins de la station d'épuration	66
<u>Figure n°12</u> : Schéma du modèle conceptuel de données du S.I.G.....	90

LISTE DES TABLEAUX

<u>Titre</u>	<u>Pages</u>
<u>Tableau n°1</u> : Répartition spatiale de la population de Louga en 1988.....	6
<u>Tableau n°2</u> : Répartition spatiale de la population de Louga projetée en 2003.....	6
<u>Tableau n°3</u> : Paramètres de Montana pour la ville de Dakar.....	20
<u>Tableau n°4</u> : Diverses valeurs du facteur F (équation de Kirpich).....	21
<u>Tableau n°5</u> : Position des regards du Tronçon I.....	23
<u>Tableau n°6</u> : Conduites Tronçon I.....	26
<u>Tableau n°7</u> : Caractéristiques hydrauliques des différents bassins versants.....	29
<u>Tableau n°8</u> : Comparaison des débits de drainage aux débits pleines section.....	29
<u>Tableau n°9</u> : Consommation journalière d'eau pour la ville.....	31
<u>Tableau n°10</u> : Facteur de pointe en fonction du débit moyen.....	33
<u>Tableau n°11</u> : Eaux usées d'origine industrielle.....	33
<u>Tableau n°12</u> : Position des regards du Tronçon B – A.....	39
<u>Tableau n°13</u> : Conduites Tronçon B – A.....	40
<u>Tableau n°14</u> : Débits de service pour les conduites eaux usées de Grand Louga.....	42
<u>Tableau n°15</u> : Débits de service pour les conduites eaux usées du centre ville.....	42
<u>Tableau n°16</u> : Taux de remplissage des conduites pour Grand Louga.....	43
<u>Tableau n°17</u> : Taux de remplissage des conduites pour le centre de la ville.....	44
<u>Tableau n°18</u> : Indicateurs de performance réseau assainissement de Louga.....	55
<u>Tableau n°19</u> : Caractéristiques des bassins de la ligne n°1.....	59
<u>Tableau n°20</u> : Caractéristiques des bassins de la ligne n°2.....	59
<u>Tableau n°21</u> : Paramètres de pollution de la STEP : Prélèvement du 26 mars 2004.....	62
<u>Tableau n°22</u> : Comparaison de la pollution des eaux aux normes sénégalaises.....	62
<u>Tableau n°23</u> : Normes existantes pour l'utilisation agricole des eaux régénérées.....	68
<u>Tableau n°24</u> : Diagnostics et Recommandations sur les composantes du réseau.....	80

LISTE DES ABREVIATIONS

- A.D.E.R.E.L : Association pour le Développement de la Région de Louga
D.P.S. : Division de la Prévision et de la Statistique
E.S.R.I : Environmental Systems Research Institute
I.A.G.U. : Institut Africain de Gestion Urbaine
IDF : Intensité – Durée – Fréquence
O.N.A.S. : Office Nationale de l'Assainissement du Sénégal
O.N.G. : Organisation Non Gouvernementale
GPS : Global Positioning System
M.C.D : Modèle Conceptuel de Données
N.T.I.C. : Nouvelles Technologies de l'Information et de la Communication
S.I.G : Système d'Information Géographique
F.E.D. : Fonds Européen de Développement
I.S.R.A. : Institut Sénégalais de Recherches Agricoles
S.O.N.A.C.O.S : Société Nationale de Commercialisation des Oléagineux du Sénégal
S.O.N.E.E.S : Société Nationale d'Exploitation des Eaux du Sénégal
S.O.TEX.KA. : Société des Textiles de Kaolack
S.D.E : Sénégalaise Des Eaux
S.P.I.A. : Société des Produits Industriels et Agricoles
R.G.P.H. : Recensement Général de la Population et de l'Habitat

LISTE DES ANNEXES

Annexe n°1 : Tableaux des regards

Annexe n°2 : Tableaux des conduites

Annexe n°3 : Photographies de la STEP

INTRODUCTION

Dans les pays en développement, on a toujours accordé une priorité à l'approvisionnement en eau ; il arrive souvent que l'assainissement soit différé. La nécessité d'accorder au réseau d'assainissement une plus grande priorité que dans le passé apparaît clairement désormais. Depuis quelques années, une prise de conscience collective s'est opérée avec le développement du courant écologiste - nous sommes passés du courant hygiéniste et hydraulique au nouveau concept environnementaliste, les pouvoirs publics admettent aujourd'hui comme une priorité l'assainissement des agglomérations tant à cause de l'importance en soi de la collecte, du traitement et de l'évacuation des eaux usées que du besoin de tirer pleinement partie des investissements consacrés à l'approvisionnement en eau. Les systèmes adéquats d'élimination des eaux usées revêtent de l'importance sur deux voies très voisines, celle de la santé publique et celles du développement économique. L'assainissement revêt des aspects très complexes à la fois techniques, sanitaires, écologiques, législatifs et économiques.

Vue les nombreuses mutations intervenues au niveau des villes, on est obligé de prendre conscience des modifications à apporter aux réseaux et aux stations d'épuration, afin de tenir compte d'une meilleure connaissance du fonctionnement de cet équipement complexe et de réaliser ainsi des économies importantes d'investissement et d'exploitation notamment en énergie et en entretien des installations

Les préoccupations actuelles tournent vers :

- une maîtrise des fonctionnements des systèmes d'assainissement et de traitement ;
- une maîtrise des pollutions domestiques et industrielles générées dans le temps et dans l'espace, des degrés de pollution des eaux ;
- une maîtrise des rejets en termes de bilan global tenant compte de la part résiduelle des eaux traitées, des surverses, des eaux urbaines en fonction de l'acceptabilité des milieux et des objectifs de qualité;
- une maîtrise de la gestion du patrimoine, des informations transmises, des interventions d'entretien et d'optimisation économiques des coûts d'investissement et d'exploitation

L'Etat du Sénégal, dans sa politique de maîtrise de l'eau a eu à mettre en place des réseaux d'assainissement dans certaines agglomérations du pays. Concernant Louga à l'image de beaucoup d'autres villes du Sénégal, on note une absence de données sur les caractéristiques

physiques (regards, conduites...) et les performances (débit véhiculé, niveau de traitement...) du réseau.

Dans la prise en compte de ces préoccupations, s'inscrit dans une large mesure, ce présent projet intitulé : « Etude diagnostique et mise en place d'un système d'information géographique pour le réseau d'assainissement de la ville de Louga ».

Ce travail consistera principalement en une collecte d'informations au niveau des différents services (ONAS, SDE, Mairie etc.), des centres documentaires, en des travaux sur le terrain (levés topographiques) ainsi qu'au traitement de ces données.

Cette étude sera menée suivant trois parties. Dans un premier temps, nous nous proposons de faire une présentation géographique, hydrologique, géologique et démographique de la ville et de la problématique de son assainissement. Ensuite, il sera procédé à la reconstitution du réseau. Celle-ci passera par la connaissance de l'emplacement des divers éléments (regards, conduites, station de relèvement), des débits effectifs véhiculés dans les conduites et des performances de la station d'épuration. Des alternatives et des recommandations seront proposées pour les dysfonctionnements observés. Enfin, nous allons concevoir un système d'informations géographiques intégrant l'ensemble des éléments du réseau afin de pouvoir maîtriser en temps réel le fonctionnement de ce dernier et son exploitation de manière plus efficace.

PREMIERE PARTIE : GENERALITES

Chapitre I : PRESENTATION DE LA VILLE DE LOUGA

Jadis placé sous domination *tiédo*, Louga a connu un essor fulgurant à partir de 1883, avec l'édification d'un fort militaire par les autorités coloniales françaises. Très vite, elle devient la plaque tournante du *Ndiambour* grâce à l'existence d'un grand marché de bétail appelé *Marbath*. Elle représente une position de carrefour qui se trouvait renforcée par le réseau de transport ferroviaire, ce qui lui a valu d'être pendant longtemps une zone d'échanges entre différentes régions.

Les réformes administratives qui se sont succédées depuis la période coloniale ont fait passer la ville de Louga des statuts de chef lieu de province, de cercle, de commune mixte au statut de commune.

C'est à partir de 1905, date de son érection en commune mixte, que cette ville va connaître une croissance substantielle de sa population.

Le périmètre communal actuel qui couvre une superficie de 1 800 ha a été défini par arrêté n°7840 du 02 Novembre 1954. Il s'est considérablement élargi suite aux nombreux lotissements consécutifs aux installations massives des populations. Les extensions urbaines ont franchi la limite du territoire communal entraînant un empiètement sur les terroirs des villages environnants.

Aujourd'hui le périmètre communal projeté s'étend sur une superficie d'environ 3035,25 hectares, soit une extension de 75 %. Louga commune est divisée en douze (12) quartiers dont onze (11) administratifs auxquels il faut ajouter le quartier de « Grand Louga » qui constitue une entité distincte.

I.1. Situation Géographique

La ville de Louga est située dans le département et la région dont elle porte le nom. Elle se situe à 200 km au nord de Dakar, à 30 km de la côte ouest (Potou), à 70 km au sud de Saint-Louis et à l'embranchement de la route qui conduit à l'est vers Linguère et jusqu'à Matam sur le fleuve Sénégal. La ville est située entre la longitude $16^{\circ}22$ ouest et la latitude $15^{\circ}62$ nord. Voir carte de localisation sur la figure n°1.



Figure n° 1 : Carte du Sénégal (Localisation de la ville de Louga)

La ville s'étend sur une vaste plaine sablonneuse très faiblement accidentée dont l'altitude varie entre 30 et 40 mètres.

Le climat de type sahélien continental est caractérisé par la présence de deux (2) saisons, une courte saison des pluies de juillet à septembre et une longue saison sèche d'octobre à juin (pluviométrie annuelle de 300 mm en moyenne).

Par conséquent, la végétation n'est pas verdoyante. Elle est composée de trois strates : la strate herbacée, la strate arbustive et la strate arborée.

Les températures minimales se situent en moyenne entre 22,5° C et 28°C et les températures maximales entre 31°C et 37°C.

1.2. Situation démographique

La population de la ville n'a cessé de croître depuis les années 1970 suite aux perturbations écologiques qu'a connues la zone. L'installation généralisée de la sécheresse entraîna un accroissement de la population qui atteignit en 1976 (année de la création de la région de Louga) 33 400 habitants soit un taux d'accroissement urbain de 4,7 % très largement supérieur à la moyenne nationale qui tournait à l'époque, autour de 2,7%. Le Recensement Général de la Population et de l'Habitat (RGPH) effectué en 1988 fixait la population de la ville de Louga à 53 429 habitants soit un taux d'accroissement de 3,2%.

D'après les projections de la Direction de la Prévision et de la Statique (DPS) la population de Louga continuera de croître de 3,9% par an soit un taux supérieur à la moyenne nationale qui est de 2,9% et atteindra 95 476 en 2003.

Ce phénomène entraîne une plus grande pression sur les services et biens publics existants (hôpitaux, eaux, électricité, assainissement).

La répartition de la population par quartier se présente dans le Tableau n°1 d'après les données issues du dernier recensement général de la population et de l'habitat en 1988.

Nom du quartier	Nombres de concessions	Population
Artillerie	694	6 768
Keur Sérigne Louga Nord	873	9 594
Keur Sérigne Louga Sud	726	5 993
HLM	73	457
Montagne	911	9 944
Santhiaba Nord	779	8 406
Santhiaba Sud	561	4 210
Thiokhna	380	4 210
Total	4997	53 429

Tableau n°1 : Répartition spatiale de la population de Louga en 1988 (Source : D.P.S.)

Ainsi avec la naissance de nouveaux quartiers et avec les différents taux d'accroissements observés, les projections effectuées pour l'année 2003 sont notées dans le Tableau n°2

Nom du quartier	Population
Artillerie 1	5 302
Artillerie 2	7 486
Keur Sérigne Louga Nord	9 964
Keur Sérigne Louga Sud	13 659
Keur Sérigne Louga Est	8 025
Diay Mbaye	2 109
Montagne 1	7 845
Montagne 2	9 621
Santhiaba Nord	5 635
Santhiaba Sud	7 233
Santhiaba Centre	10 844
Grand Louga	2 399
Thiokhna	5 554
Total	95 476

Tableau n°2 : Répartition spatiale de la population de Louga projetée en 2003

(Source : D.P.S.)

1.3. Types et occupation des sols

Pour la ville, il y a principalement un seul type de sol : il s'agit des sols ferrugineux tropicaux peu lessivés ou sols diors. Ils présentent une texture sablonneuse en surface avec une tendance au lessivage d'argile qui s'accumule en profondeur. Cette unité assez dégradée en surface par suite d'une exploitation arachidière intensive, sans jachère est fortement soumise à l'érosion éolienne et hydrique.

L'occupation de l'espace, à l'échelle de la ville, s'est fait selon un plan en damier avec des îlots formés en grilles et entrecoupés par des rues perpendiculaires. D'ailleurs, elle apparaît comme la ville la mieux aménagée du Sénégal, ce qui a sans doute facilité le tracé des réseaux d'assainissement.

Elle est faite avec les proportions suivantes :

- L'habitat (équipé et sous équipé) occupe 448.3 ha soit 51 % de la surface totale occupée. Des actions de régularisation et de recasement sont en permanence entreprises pour faire face à la surface occupée par l'habitat irrégulier ;
- Les grands équipements : ils occupent 85.7 ha soit environ 9% des la surface totale occupée. Le quartier Grand Louga centralise la majorité des grands équipements à l'exception des équipements comme les cimetières, le stade Watel et la station d'épuration ;
- Les activités (34.4 ha) : les espaces de grande taille affectés aux activités se situent davantage à la périphérie de la ville dans la zone industrielle située à l'entrée nord de la ville et dont la surface est de l'ordre de 40 hectares. Cette zone dispose d'un potentiel d'accueil résiduel assez important en raison de son faible taux d'occupation. Il faut aussi signaler l'ancien champ d'expérimentation de l'I.S.R.A. (Institut Sénégalais de Recherches Agricoles) situé entre les quartiers Grand Louga et Keur Sérigne Louga sud qui a été cédé aux jeunes de Keur Sérigne Bara dans le cadre d'un projet financé par le Fonds Européen de Développement (F.E.D.) ;
- Les espaces libres et voirie : avec une superficie de 355.2 ha, ils constituent 37% de la surface totale occupée. Seul le quartier grand Louga dispose d'espaces libres qui sont d'ailleurs beaucoup plus importants que les espaces occupés. Dans la zone d'urbanisation continue, les réserves foncières ne concernent que de petites surfaces prévues pour l'équipement de nouveaux lotissements.

I.4. Les infrastructures routières

La voirie de la commune de Louga est composée de deux types de réseaux. Le réseau de voirie revêtue de la ville de Louga est de 30 km (soit 5% du réseau bitumé régional) dont 10,5 km de voirie classée. La faiblesse de ce réseau n'est que relative. Rapporté à la population communale, Louga dispose de 430 mètres de voirie par habitant contre 470 mètres pour Dakar qui est la mieux dotée des 11 régions du Sénégal. A ce réseau bitumé, il faut ajouter 3 700 mètres de voirie non revêtue. Ce réseau dessert les quartiers Keur Sérigne Louga Sud et Nord sur une distance de 1 500 mètres et Artillerics Sud et Nord sur 2 200 mètres.

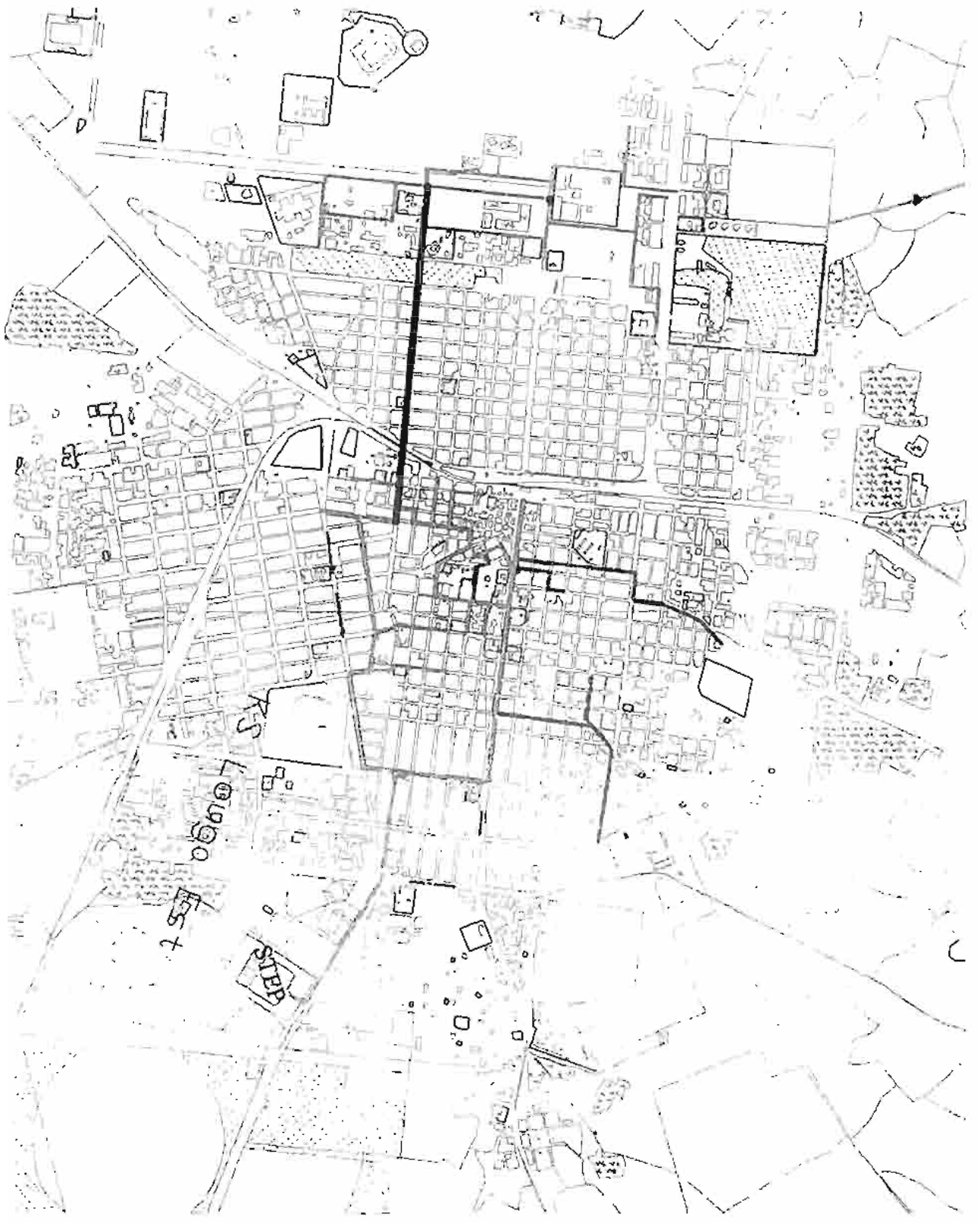
Chapitre II : PROBLEMATIQUE DE L'ASSAINISSEMENT DE LA VILLE

La ville de Louga dispose d'un réseau séparatif en grande partie d'eaux usées et d'eaux pluviales, mais ce réseau ne couvre qu'une petite partie de la ville. Ainsi l'assainissement individuel est très utilisé dans la ville surtout dans les nouveaux quartiers.

L'assainissement constitue un des problèmes prioritaires de la ville de Louga. Les problèmes d'assainissement sont réels et demeurent une préoccupation des populations locales, des autorités municipales et des pouvoirs publics. Le système d'assainissement jusqu'à une période récente relevait de deux principaux acteurs : la commune qui avait la charge des canaux d'eaux pluviales à ciel ouvert et la SONIES (Société Nationale d'exploitation des eaux du Sénégal) qui était responsable des systèmes d'égouts. L'assainissement individuel n'était pris en charge par aucune structure, seules quelques rares ONG (Organisation Non gouvernementale) s'y sont investies. Les vidanges étaient effectuées par des opérateurs privés rémunérés par les familles qui les sollicitaient. La réforme intervenue dans le secteur de l'eau a vu la création par l'Etat de l'Office National de l'Assainissement du Sénégal (ONAS) qui a la responsabilité de la gestion des réseaux d'égouts et des canalisations d'eaux pluviales. Louga fait partie des rares villes du Sénégal qui dispose d'un réseau séparatif, mais ce dernier ne couvre qu'une petite partie de la ville et n'est pas efficient. L'assainissement individuel se pose avec acuité surtout dans les nouveaux quartiers périurbains dans lesquels l'absence d'équipements sanitaires engendre un cadre de vie précaire et constitue une menace pour la santé publique.

Le tracé des réseaux de la ville avec l'ensemble des équipements qui le constitue est présenté à la Figure n°2.

Figure 1. Plan d'ensemble du réseau S.T.C. de la ville de Lougou.



II.1. Eaux usées

La ville dispose d'un réseau d'eaux usées conçu en 1976 et réalisé en 1980 par l'entreprise ITAL-CONSULT. Ce système concerne uniquement les quartiers Thiokhna, Santhiaba Nord, Artillerie, Montagne et Grand Louga. La première phase du réseau est construite avec un potentiel de drainage de 12 000 concessions. Il s'agit de la première tranche d'un programme qui devrait couvrir l'ensemble de la ville à long terme. La canalisation actuelle s'étend sur une distance d'environ 8 700 mètres. En raison du coût des branchements (250 000 F CFA au minimum) extrêmement élevé pour les ménages aux revenus modestes, le nombre de raccordements se limite à 556 pour l'année 2002 contre 12 000 raccordements potentiels sans extension. Son taux d'utilisation actuel est très faible 25,8 % soit un taux de couverture des égouts de 30%. Ces problèmes ont fait qu'actuellement l'O.N.A.S a instauré une stratégie consistant à encourager les branchements sociaux à l'égout pour les foyers situés à proximité du réseau. Le projet de l'Association pour le Développement de la Région de Louga (ADEREL) subventionne jusqu'à 50% du prix du branchement. Néanmoins, l'apport personnel demeure relativement élevé (125 000 F CFA) ce qui explique la faiblesse du nombre de familles touchées.

II.2. Eaux pluviales

Le réseau d'eaux pluviales ne dessert que le centre urbain de la ville. Le réseau enterré est d'environ 8 000 mètres. Dans les autres quartiers de la ville, la nature du sol très perméable fait que l'essentiel des eaux de pluie s'infilte dans le sol. Seuls quelques zones argileuses présentent des flaques d'eau (en cas de fortes averses) qui disparaissent au bout de deux à trois jours.

Le réseau d'eaux pluviales existant reste confronté à des problèmes. Le manque d'entretien occasionne en hivernage, après de fortes précipitations la stagnation des eaux sur les chaussées gênant considérablement la circulation. Les eaux stagnantes sont par ailleurs sources de diverses maladies liées à l'eau (hydriques).

II.3. Station d'épuration

La ville de Louga dispose d'une station d'épuration située au Sud-est sur la route menant vers Dahra. Cette station de type lagunage naturel a été mise en service en même temps que le réseau et connaît actuellement une dégradation très avancée de ses installations surtout mécaniques. Le milieu récepteur des eaux traitées qui était autrefois des terres agricoles est actuellement occupé en grande partie par des habitations ce qui peut constituer des conséquences négatives sur la santé de ces dernières

DEUXIEME PARTIE : RECONSTITUTION DU RESEAU

La connaissance du fonctionnement du réseau d'assainissement reste aujourd'hui une préoccupation majeure des services techniques de la collectivité qui souhaite améliorer l'hydraulique du réseau et éviter ainsi toutes anomalies génératrices de nuisance vis-à-vis des populations. Cette connaissance du réseau constitue aussi pour la municipalité et l'O.N.A.S., un préalable à toute forme de travaux d'interventions et de participations financières afin d'assurer une meilleure maîtrise des rejets et leur impact sur le milieu naturel. La maîtrise du fonctionnement des réseaux d'assainissement constitue, quels que soient les objectifs affichés, un préalable indispensable dans la recherche de l'amélioration du fonctionnement global au regard du service qu'en attendent les usagers et dans la définition du programme et de la politique d'assainissement qui devront permettre d'atteindre un bon état écologique des milieux récepteurs.

Dans le cadre de cette étude, sur la base des documents techniques disponibles nous nous sommes efforcé d'améliorer la connaissance du fonctionnement du réseau pour que les autorités compétentes puissent disposer à court et moyen terme de données fiables en temps réel pour une réactivité immédiate.

Depuis la mise en place de ce réseau, diverses mutations ont eu lieu au niveau de la ville. Ainsi nous observons une augmentation du réseau de voiries bitumées, donc des surfaces imperméabilisées avec comme corollaire des volumes d'eau supplémentaires à transporter par le réseau d'eaux pluviales. Il faut noter aussi que le renforcement des chaussées existantes influe naturellement sur les cotes des terrains naturels. En outre certains regards sont entièrement recouverts par les couches de roulement et deviennent de surcroît invisibles. Les conduites, quant à elles, sont parfois bouchées, l'on observe donc une absence d'écoulement dans ces conduites. Cet état de fait est causé pour l'essentiel par le fait que le sable et les déchets solides parviennent à pénétrer dans le réseau à cause de l'absence de trappes de visite pour certains regards. Aussi d'autres trappes ont cédées sous l'effet combiné de l'âge et des essieux des camions.

Actualiser un tel réseau va nécessiter d'une part la localisation des différents regards par leur position planimétrique et altimétrique et d'autre part la détermination des débits d'eaux usées et pluviales à évacuer. Au niveau des regards, la nature, le diamètre et la pente des conduites qui arrivent ou qui partent devront aussi être déterminés.

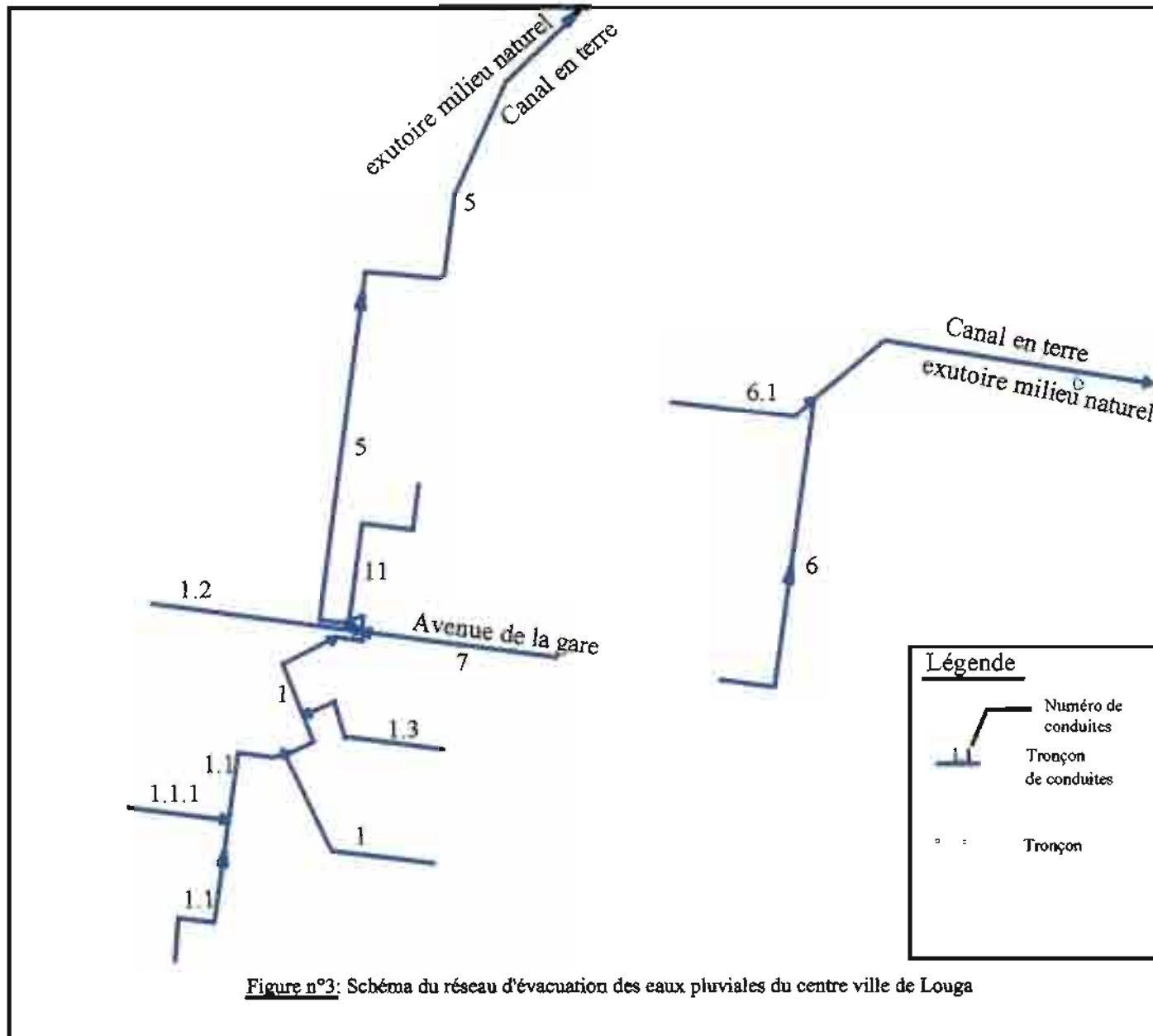
Ainsi pour la connaissance des positions planimétriques et altimétriques des regards une campagne topographique au niveau de la ville a été effectuée.

Le réseau global se compose du réseau eaux pluviales et eaux usées du centre ville et du réseau eaux usées de Grand Louga.

Chapitre I : RESEAU DES EAUX PLUVIALES

I.1. Présentation du réseau de la ville

Comme énoncé précédemment, la ville de Louga possède un réseau d'évacuation des eaux pluviales localisé en grande partie au niveau du centre ville. Ce réseau est présenté à la Figure n°3.



I.2. Qualité des eaux pluviales

A la différence des eaux usées domestiques, où l'on peut dénoter une relative constance, les eaux pluviales sont éminemment variables dans leur composition. Aussi les débits instantanés des eaux pluviales sont très largement supérieurs à ceux des eaux usées. Il apparaît dès lors nécessaire de s'interroger sur leur état de pollution. Il peut même arriver qu'elles soient par moment plus polluées que les eaux usées domestiques. Plusieurs sources de pollution potentielles des eaux pluviales existent. Quelques unes de ces pollutions sont :

En premier lieu, sur les surfaces imperméabilisées, les eaux, en ruisselant, vont arracher, puis transporter les matières qui se trouvent sur les chaussées, parkings, trottoirs et toitures. Il s'agit, pour l'essentiel, des éléments suivant :

- Rejets des échappements et des fuites des moteurs (suies, hydrocarbures) ;
- Particules de pneumatiques, de métaux ;
- Terres, boues, perte de matériaux transportés ou provenant des chantiers ;
- Déjections des animaux et déchets divers (mégots, papiers etc) ;
- Produits d'usure et de dégradation des chaussées.

Ensuite, sur les surfaces naturelles qui se composent essentiellement de :

- Surfaces agricoles à cultures maraîchères recevant des engrais chimiques souvent surdosés ;
- Surfaces à cultures fruitières recevant pesticides et insecticides ;
- Parcs et jardins.

Enfin, sur les surfaces de stockage à l'air libre constituées de zones industrielles sur lesquelles on peut trouver non seulement les produits en vrac à l'air libre pour l'approvisionnement des usines, sous forme de grains ou de poudre, mais aussi déchets de production.

I.3. Aspect quantitatif des eaux pluviales

Dès le début d'une averse, les sols s'humidifient par rétention d'une partie de la pluie qu'ils reçoivent. Lorsque le phénomène de saturation apparaît, c'est à dire lorsque la vitesse de pénétration dans le sol tend vers zéro, il y a stockage de l'eau dans les dépressions du sol, ce qui se traduit par la formation de flaques avant la génération du ruissellement. Le ruissellement se traduit par la génération d'hydrogramme qui se nourrissent tout au long du chemins parcourus, jusqu'à atteindre les entrées dans le réseau évacuateur. Ensuite les flots

qui entrent dans le réseau tout au long de son développement vers l'exutoire naturel, viennent s'ajouter et amplifier les hydrogrammes résultant du transfert d'amont vers l'aval.

Pour tout bassin versant, que celui-ci soit situé en milieu urbain ou non, on calcule le volume et le débit des eaux de ruissellement en tenant compte :

- des caractéristiques de la pluie (intensité, durée et répartition spatio-temporelle) ;
- des caractéristiques de la surface du bassin versant (nature, degré de perméabilité, pente et aménagement) ;
- des lois hydrauliques relatives aux écoulements à surface libre. .

En milieu urbain, la gestion des eaux de ruissellement n'a pas habituellement pour objet la protection des vies humaines. La conception des ouvrages de collectes des eaux de ruissellement vise alors à diminuer les risques de dommages à la propriété. De par la nature du phénomène précipitation/ruissellement, il est rare de devoir assurer une protection complète contre les risques d'inondation. Les infrastructures sont conçues de sorte à assurer une protection raisonnable contre les inondations, proportionnelle à la valeur des biens à protéger

On peut comprendre et quantifier le processus d'évacuation en utilisant des modèles fondés sur l'observation, les probabilités de retour des événements pluvieux, et en tenant compte de l'ensemble des facteurs susceptibles d'influencer la détermination des débits. Il existe toute une gamme de techniques de calcul du débit de ruissellement en milieu urbain, selon que l'on s'intéresse au débit de pointe uniquement, à la distribution temporelle de l'hydrogramme de ruissellement, ou encore à l'aspect qualitatif des eaux de ruissellement. Certains chercheurs abordèrent alors la voie de l'utilisation de théories générales simplifiées des phénomènes hydrologiques. Ils donnèrent naissance aux formules dites rationnelles (expression du débit de pointe). Ces dernières peuvent être classées en deux catégories :

- les formules débitmètre de l'école anglo-saxonne ;
- les formules volumétriques de l'école italienne.

Pour ce qui est du présent rapport, il n'a été trouvé nulle part dans tous les documents qui a été à notre portée, la méthode utilisée lors du dimensionnement du réseau d'assainissement d'eaux pluviales. Cependant, dans la littérature on remarque que plusieurs auteurs italiens notamment Hatinguais et Supino (1929) ont contribué à l'élaboration de la méthode rationnelle. Dans la suite de cette étude, on considérera la méthode rationnelle avec les formules débitmètres de l'école anglo-saxonne du fait de la documentation disponible. Il faut noter que ces deux approches procèdent de la même analyse des phénomènes et aboutissent à une sélection identique des facteurs prépondérants dans le ruissellement urbain.

1.3.1. La méthode rationnelle

La méthode rationnelle, antérieure aux progrès obtenus en informatique, permet le calcul rapide des débits de ruissellement maximaux pour des pluies uniformes tombant sur des bassins versants de faible surface (moins de 5 km² selon certains auteurs) ; c'est une méthode parfaitement appropriée en ce qui concerne les bassins versants urbains. En effet, elle permet tout au long du développement du calcul, de rationaliser les résultats et de dégager ainsi les meilleures caractéristiques du projet à retenir.

Par ailleurs, si l'on sait que l'une des finalités de la méthode consiste à évaluer progressivement lors du calcul, les temps de concentration aux divers points caractéristiques du parcours d'un réseau, toute modification dans la résolution entraîne nécessairement une itération de calcul. On peut donc dire que la méthode rationnelle est une méthode de convergence permettant d'optimiser les résultats.

Cette méthode se fonde sur quelques hypothèses que sont :

- l'intensité de l'averse en mm/h est uniforme, dans le temps et dans l'espace, sur l'ensemble du bassin drainé ;
- le débit de pointe Q_p en m³/s de l'hydrogramme de ruissellement est une fraction du débit précipité iA ;
- l'intervalle de récurrence du débit de pointe Q_p est le même que celui de l'averse d'intensité uniforme i ;
- le coefficient de ruissellement est uniforme d'une averse à l'autre ;
- les surfaces imperméabilisées sont uniformément réparties sur le bassin versant ;
- la forme du bassin s'apparente à un rectangle.

A l'exutoire d'un bassin versant, on calcule le ruissellement imputable à une pluie d'intensité uniforme I , tombant sur l'ensemble du bassin et d'une durée t_n égale au temps de concentration t_c du bassin à l'aide de l'équation suivante :

$$Q(t_n) = Q(t_c) = \sum_{k=1}^n A_k I R_k = I \sum_{k=1}^n A_k R_k$$

La valeur du coefficient du ruissellement R est représentative de l'ensemble du bassin.

Aussi $\sum_{k=1}^n A_k$ représentant en fait la superficie du bassin versant, il vient donc :

$$Q(t_n) = Q(t_c) = AIR \text{ ou plus généralement}$$

$$Q = KAIR$$

Q = débit maximal, m³/s

A = superficie du bassin versant, ha

I = intensité de la pluie, mm/h

R = coefficient de ruissellement

K = facteur de conversion = $2,75 \cdot 10^{-3}$

Le débit maximal correspond au débit calculé avec l'équation rationnelle lorsque toutes les hypothèses sont respectées.

Malgré toutes ces hypothèses la méthode rationnelle donne des valeurs assez précises pour la conception de la plupart des petits réseaux d'égouts pluviaux.

I.3.2. Bassin versant

Toute canalisation d'égout dessert un territoire pour lequel on veut évacuer l'eau de pluie. Pour que la conduite ait une capacité hydraulique satisfaisante, ou pour qu'elle ne soit pas trop grande, il faut connaître avec le maximum de précision possible tous les éléments susceptibles d'influencer le débit à évacuer comme la perméabilité, les pentes etc. La délimitation des sous-bassins versants a été effectuée grâce à la documentation disponible.

I.3.3. Intervalle de récurrence

L'intervalle de récurrence est le laps de temps moyen qui sépare deux pluies de même intensité ; c'est l'inverse de la fréquence. Ainsi, une pluie dont l'intervalle de récurrence est de 10 ans a lieu en moyenne tous les 10 ans. Plus l'intervalle de récurrence choisi est grand, plus le débit de ruissellement maximal (en utilisant l'équation rationnelle) est élevé et meilleur est la protection contre les inondations mais à un coût plus élevé. Le choix d'une période de retour dépend des règles du génie ou des pratiques habituelles de la zone où l'on effectue l'étude ; il peut également être dicté par la valeur des biens à protéger ou par l'importance des dégâts imputables au refoulement des eaux du réseau d'égouts. Dans l'approche économique, le principe du choix est la minimisation du bilan investissement - dommages. Dans le cadre de cette étude, il sera considéré une période de retour de 10 ans, jugée assez sécurisante et surtout parce qu'il y a une utilisation plus répandue de cet intervalle de récurrence dans le dimensionnement des réseaux d'assainissement d'égout pluvial.

1.3.4. Intensité de la pluie

La région de Louga est située dans la zone soudano – sahélien et présente une pluviométrie relativement faible. Ainsi, en 2001 nous avons une précipitation annuelle d'environ 400 mm. L'utilisation de l'équation rationnelle exige qu'on choisisse une intensité de la pluie I , qui soit adéquate, intensité qu'on obtient à l'aide des courbes d'intensité - durée - fréquence (courbes IDF) tracées pour la région.

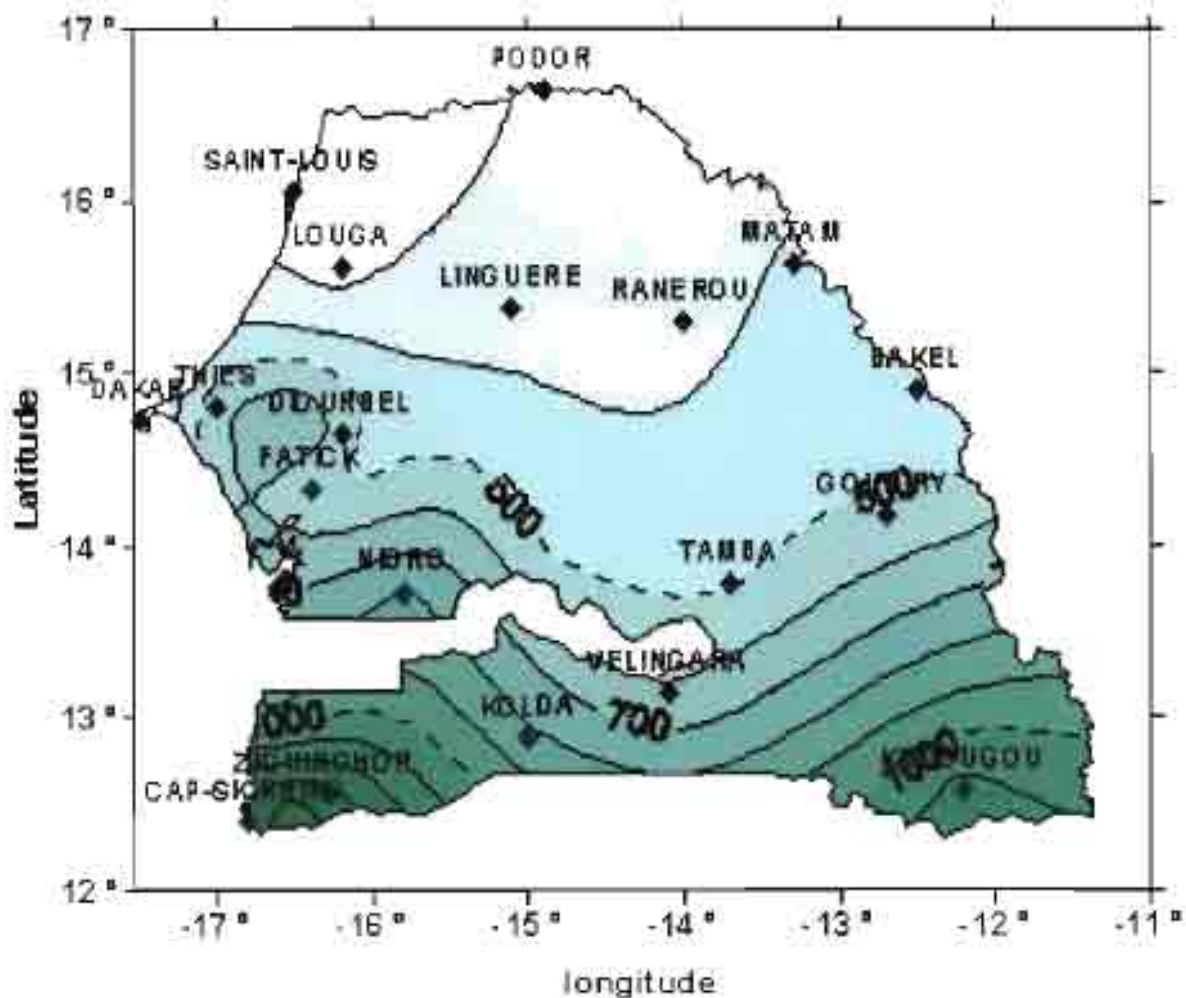


Figure n°4 : Les pluies au Sénégal en 2001 (source: service météorologique national)

1.3.5. Courbes d'intensité – durée – fréquence (courbes IDF)

Ces courbes IDF représentent graphiquement la variation de l'intensité moyenne de la pluie en fonction de sa durée, pour des pluies de courte durée et pour divers intervalles de récurrence.

Ainsi, l'intensité de la pluie peut s'écrire selon Montana sous la forme :

$$I(t, T) = A(T) \cdot t^{-B(T)} \text{, où}$$

I = intensité de la pluie en (mm/h) ;

A et B paramètres d'ajustement qui dépendent de la période de retour T pour un site donné.

t = temps en minutes depuis l'origine de l'averse mis par l'eau jusqu'au point exutoire considéré appelé temps de concentration.

Né disposant pas de données concernant les paramètres de Montana de la ville de Louga, on utilisera ceux de Dakar bien que la pluviométrie y soit supérieure.

	A pour T = 1 an	A pour T = 10 ans	B
Durée < 1 heure	4,1	11,9	0,5
Durée > 2 heures	19,5	36,6	0,5

Tableau n° 3 : Paramètres de Montana pour la ville de Dakar

1.3.6. Temps de concentration

Le temps de concentration est défini comme étant le temps nécessaire au ruissellement, issu du point le plus éloigné du bassin, pour se rendre au point de captage à l'étude. Il se compose du temps d'entrée à l'égout et du temps d'écoulement dans la conduite.

On écrit donc :

$$t_c = t_e + t_f$$

Pour la détermination du temps d'entrée plusieurs formules sont proposées.

On retiendra pour ce qui nous concerne les modèles propres à des surfaces, par exemple Kerby.

$$t_e = \left(\frac{2,187Ln}{S^{0,5}} \right)^{0,46}$$

L = longueur maximale de parcours < 365 m ;

n = coefficient de rugosité de la surface ;

S = pente moyenne de la longueur de parcours L (m/m) ;

t_e = temps d'entrée en min.

Ensuite il y a une autre formule dite de Kirpich donnée par :

$$t_e = 0.0195 \cdot \frac{L^{0.77}}{I^{0.385}} \cdot F$$

L = longueur maximale de parcours en (m) ;

I = pente moyenne de la longueur de parcours L (m/m) ;

t_e = temps d'entrée en min.

Surface	F
Sol décapé dont la surface est plane (bassin rural)	1.0
Surface gazonnée	2.0
Surface de béton ou asphaltée	0.4
Bas-côtés gazonnés et bien entretenus	1.0
Ruissellement dans un canal en béton	0.2

Tableau n°4 : Diverses valeurs du facteur F (équation de Kirpich)

Pour la suite de nos calculs, nous allons utiliser la formule de Kirpich avec $F=1.0$.

Quant au temps d'écoulement il s'exprime comme suit :

$$t_r = \frac{LD^3}{KQ_p}$$

K = constante égale à 76,3944 .

L = longueur en mètre de la conduite ;

D = diamètre de la conduite en mètre ;

Q_p = capacité de la conduite coulant pleine (m^3/s) ;

t_r = temps d'écoulement en mn.

1.3.7. Coefficient de ruissellement

Il apparaît comme l'une des variables les plus arbitraires de la méthode rationnelle ; il est représentatif de la fraction des eaux pluviales qui vont ruisseler sur une aire donnée. Généralement dans la conception, le coefficient de ruissellement est habituellement évalué à

partir de l'examen des plans topographiques et d'occupation du sol du bassin de drainage. Ne disposant pas d'information quant à l'évaluation de ce coefficient par les concepteurs du réseau nous allons diviser la ville en deux parties : le centre ville et les autres quartiers. De ce fait, on prendra un coefficient de 0,30 pour le premier et 0,25 pour le second.

1.3.8. Topographie

Elle apparaît comme un élément fondamental en hydraulique urbaine. Sous l'effet de la gravité une goutte d'eau se déplacera forcément d'un point A à un point B si ce dernier point est en dessous du premier. La détermination de la topographie du terrain en assainissement est primordiale. Le réseau doit épouser le plus possible le terrain naturel. Si cela n'est pas possible on peut recourir à des stations de relèvements.

Concernant la ville de Louga, le terrain est relativement plat et les altitudes varient entre 30 et 40 m en absolu. Cependant en fonction du choix du site de la station d'épuration nous avons 04 postes de relèvement. Sur la documentation disponible on parvient à délimiter les bassins versants et les sous bassins versants.

Le réseau a été divisé en deux parties à savoir celui de Grand Louga et l'autre partie du réseau couvrant les quartiers Thiokhna, Santhiaba Nord, Artillerie et Montagne.

La campagne topographique avait pour objet de déterminer les positions ainsi que les cotes des différents regards. Pour la détermination de la position des points, un G.P.S. (Global Positioning System) a été utilisé. Le système se base sur la position des satellites pour donner la position des points en latitude et longitude. Pour l'altimétrie, un nivellement a été effectué. Ce nivellement a nécessité la combinaison du cheminement et du rayonnement. Le nivellement par rayonnement se fait à partir d'une seule station en déterminant les altitudes des différents points intermédiaires par rapport à un repère connu tandis que le nivellement par cheminement est une suite alternative de stations de points de changements entre deux points trop éloignées ou qui ont une trop grande dénivelée.

- **Cotes terrain naturel**

Comme la commune de Louga est relativement plate nous avons obtenus des dénivelés de l'ordre du mètre. Les dispositifs d'obturation des regards (partie supérieure) sont arasés au niveau du terrain naturel. Ainsi la cote du terrain naturel calculée à partir des levés est celle du couvercle du regard.

Le repère altimétrique pour la ville de Louga a été obtenu au niveau du service régional du cadastre. Et le seul point rattaché au repère national et connu en altitude se trouve à l'intérieur de la gare. Ce point a pour cote : 38, 220 m.

A partir d'un point connu en altimétrie A, l'altitude d'un point B se déduit de celle du point A par la formule suivante :

$$Z_B = Z_A + (L_B - L_A)$$

L_A et L_B étant les lectures sur la mire du le fil médian respectivement pour les points A et B. Si A est la référence, Z_A est connue. L_A est une lecture arrière du point A et L_B la lecture avant du point B.

Suivant cette méthode avec la combinaison du cheminement et du rayonnement, les altitudes de tous les points sont déterminées.

- Cotes Radier regard

Ces cotes sont obtenues à partir des cotes du terrain naturel au niveau de chaque regard par déduction de la profondeur du radier. En effet pour chaque regard, la profondeur est mesurée sur place. Ainsi lors des levés il fallait ouvrir chaque couvercle de regard et mesurer la profondeur à laquelle arrivent les conduites. Toutefois au niveau de certains regards qui avaient les couvercles détériorés, il était impossible de mesurer les profondeurs des conduites. Tandis que pour certains regards, il y avait un niveau d'ensablements tel que ces mesures ne pouvaient pas s'effectuer avec toute la précision qui sied. Toutefois lors des mesures, toutes les précautions nécessaires ont été prises afin de minimiser ces facteurs d'erreurs.

Pour la clarté du document un exemple de calcul est illustré sur un tronçon et le reste des calculs se fera sur le tableur. Les autres tronçons seront présentés en annexe.

Les positions des regards de même que leurs cotes sont consignées dans le tableau n°5 pour les besoins des calculs.

Regards	Coordonnées X	Coordonnées Y	Distance partielle (m)	Distance cumulée (m)	Cote TN (m)	Cote Radier (m)	Profondeur (m)
R ₁	203 437,6166	502 736,9695	42	42	36,70	34,63	2,07
R ₂	203 395,9238	502 742,0408	52	94	36,00	34,49	1,51
R ₃	203 344,3043	502 742,3196	51	145	35,95	34,32	1,63
R ₄	203 293,6774	502 754,4776	43	188	35,70	34,15	1,55
R ₅	203 274,9922	502 792,4216	45	233	35,80	34,00	1,80
R ₆	203 255,4578	502 832,9510	25	258	35,90	33,85	2,05
R ₇	203 244,5743	502 855,4673	35	293	35,75	33,77	1,98
R ₈	203 229,3653	502 886,9901	8	301	35,40	33,65	1,75
R ₉	203 234,3810	502 893,2225	36	337	35,40	33,63 32,43	1,77 2,97
R ₁₀	203 267,4061	502 908,3540	40	377	35,70	32,34	3,36
R ₁₁	203 252,7245	502 945,5622	40	417	35,40	32,23	3,17
R ₁₂	203 238,0428	502 982,7704	37	454	35,30	32,06	3,24
R ₁₃	203 224,4623	503 016,7105	50	504	35,20	31,91	3,29
R ₁₄	203 268,3752	503 041,0972	35	539	35,00	31,70	3,30
R ₁₅	203 299,6436	503 056,8226	37	576	35,15	31,55	3,60
R ₁₆	203 337,0276	503 051,1486	13	589	35,80	31,40	4,40
R ₁₇	203 337,0276	503 064,1486	22,5	611,5	36,10	31,34	4,76
R ₁₈	203 337,0276	503 086,6486			36,10	31,32	4,78

Tableau n°5 : Position des regards du Tronçon I

1.3.9. Calcul de la capacité maximale des conduites

Les conduites du réseau d'évacuation des eaux pluviales de la ville de Louga sont en amiante ciment. On appelle capacité maximale d'une conduite le débit qui traverse cette conduite si l'écoulement s'effectue à section pleine.

Calcul des vitesses d'écoulement à pleine section

La vitesse d'écoulement est donnée par la formule de CHEZY :

$$V = C\sqrt{RI}$$

avec :

C : coefficient qui selon Manning est égal à :

$$C = \frac{1}{n} R^{2/3} = KR^{1/6}$$

Nous obtenons ainsi :

$$V = \frac{R^2}{n} \times S^{1/2}$$

V = Vitesse de l'eau usée dans la conduite à plein débit (m/s)

S = Pente de la conduite (m/m)

n : coefficient de rugosité de Manning

R : Rayon hydraulique = D/4 dans le cas des conduites circulaires avec un écoulement à plein débit.

Nous obtenons donc comme expression de la capacité maximale :

$$Q = A \times \frac{R^2}{n} \times S^{1/2}$$

avec A = section de la conduite

Le choix du coefficient de Manning est important. Ce coefficient dépend de la nature et du nombre de joints, du matériau, de l'état de la conduite et de la nature des eaux véhiculées. Des valeurs de n = 0.013 et 0.015 sont couramment utilisées pour les réseaux projetés en amiante ciment. Cependant, pour des réseaux âgés en amiante ciment présentant une certaine détérioration. La valeur de n peut même atteindre la limite de 0.015.

Pour la suite des calculs la valeur de 0.015 sera utilisée pour n dans le cas de ces conduites en amiante-ciment.

La pente I de la conduite est obtenue en calculant la dénivellée entre les cunettes de deux regards encadrant une conduite rapportée à la longueur de la conduite.

$$I = \frac{Z_i - Z_f}{L}$$

Z_i : cote début de la conduite

Z_f : cote fin de la conduite

L : longueur de la conduite

Dans ce réseau d'évacuation des eaux pluviales, il y a deux tronçons qui se terminent par des canaux en ciel ouvert

Pour ces canaux, le débit est obtenu avec la même formule que ci-dessous seulement avec comme seul changement la valeur du rayon hydraulique par :

$$Q = K \times S \times R^{2/3} \times I^{1/2}$$

$$R : \text{rayon hydraulique} = \frac{S}{P}$$

S : Section mouillée

P : Périmètre mouillée

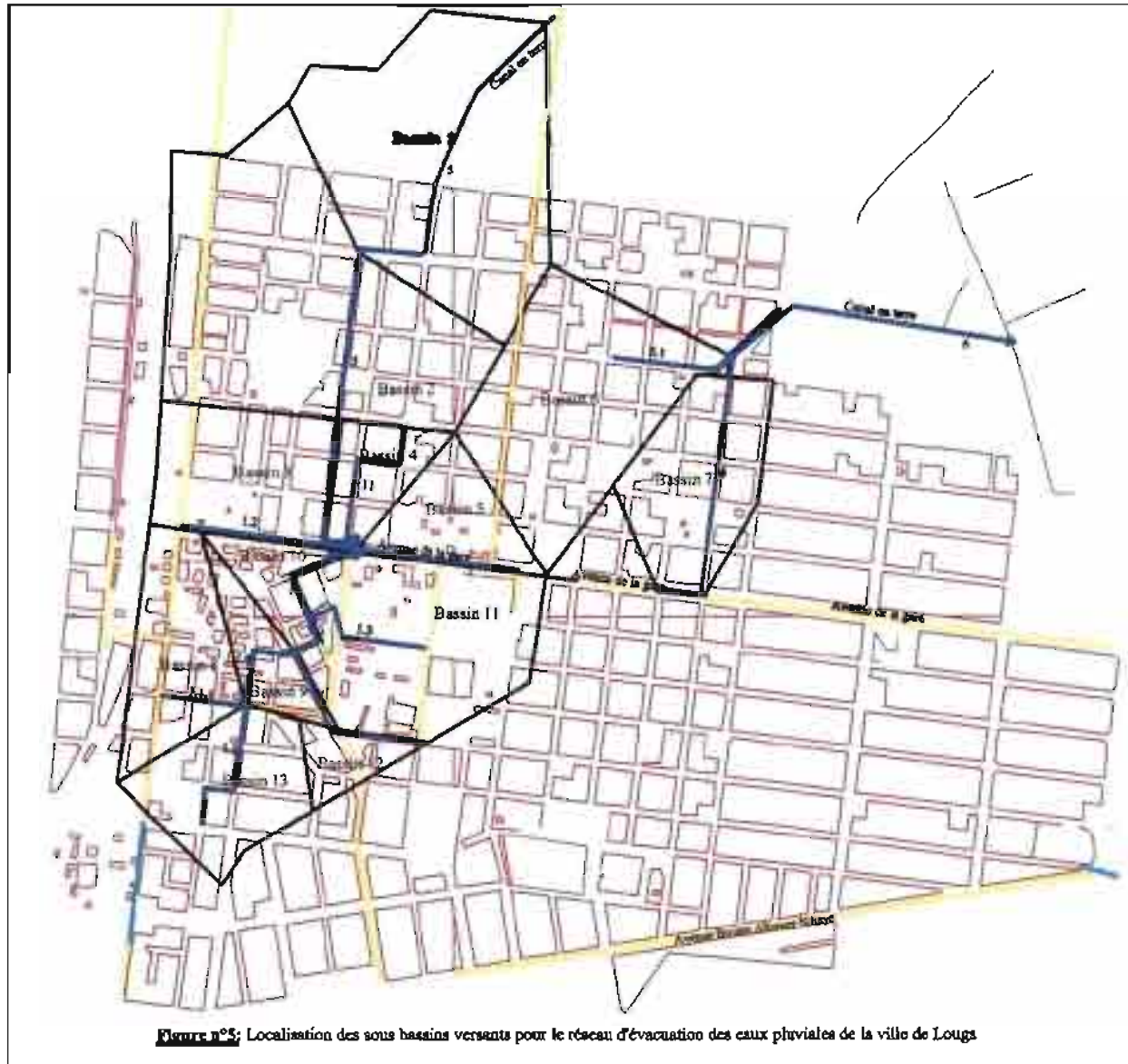
Les résultats des calculs sont présentés dans le tableau n°6.

Conduite	Longueur (m)	Pente i (m/m)	Diamètre (mm)	Rayon Hyd. (mm)	N	C	Vitesse (m/s)	débit (m ³ /s)
R ₁ R ₂	42	0,00332	400	100	0,015	45,42	0,828	0,104
R ₂ R ₃	52	0,00332	400	100	0,015	45,42	0,828	0,104
R ₃ R ₄	51	0,00332	400	100	0,015	45,42	0,828	0,104
R ₄ R ₅	43	0,00332	400	100	0,015	45,42	0,828	0,104
R ₅ R ₆	45	0,00332	400	100	0,015	45,42	0,828	0,104
R ₆ R ₇	25	0,00332	400	100	0,015	45,42	0,828	0,104
R ₇ R ₈	35	0,00332	400	100	0,015	45,42	0,828	0,104
R ₈ R ₉	8	0,00332	400	100	0,015	45,42	0,828	0,104
R ₉ R ₁₀	36	0,00263	1000	250	0,015	52,91	1,357	1,066
R ₁₀ R ₁₁	40	0,00263	1000	250	0,015	52,91	1,357	1,066
R ₁₁ R ₁₂	40	0,00420	1000	250	0,015	52,91	1,714	1,346
R ₁₂ R ₁₃	37	0,00420	1000	250	0,015	52,91	1,714	1,346
R ₁₃ R ₁₄	50	0,00420	1000	250	0,015	52,91	1,714	1,346
R ₁₄ R ₁₅	35	0,00420	1000	250	0,015	52,91	1,714	1,346
R ₁₅ R ₁₆	37	0,00420	1000	250	0,015	52,91	1,714	1,346
R ₁₆ R ₁₇	13	0,00420	1000	250	0,015	52,91	1,714	1,346
R ₁₇ R ₁₈	22,5	0,00089	1000	250	0,013	61,05	0,910	0,715

Tableau n°6 : Conduites tronçon I

1.3.10. Calcul des volumes drainés

Pour le calcul des débits des eaux pluviales, la zone desservie par le réseau est divisée en plusieurs bassins versants. Pour la localisation des différents bassins voir la figure n°5.



Exemple de calcul pour le bassin B13 correspondant au tronçon 1.1

Tous les débits sont calculés suivants la formule rationnelle.

Le calcul se fait en considérant un point d'entrée pour les eaux drainées dans ce bassin.

Ce point se trouve à l'exutoire du bassin et est à la fin du tronçon 1.1

Le débit en ce point est donné par :

$$Q = KAIR$$

A : Aire du bassin = 5,67 ha

R : Coefficient de ruissellement

I : Intensité de la pluie

- Calcul du temps de concentration

L : Longueur maximum de parcours dans le bassin = 305,5 m

S : Pente moyenne suivant la longueur max = 0.00393 m/m

Le temps d'entrée est obtenu par :

$$t_c = 0.0195 \cdot \frac{305,2^{0,77}}{0.00393^{0,385}} = 13,47 \text{ min}$$

Le temps de concentration de ce bassin est égal au temps d'entrée car on a fait l'hypothèse que le point d'entrée se trouve à l'extrémité aval de la conduite.

- Calcul de l'intensité de la pluie

L'intensité de la pluie est donnée par

$$I = 11,9 \cdot 13,47^{-0,5} = 3,24 \text{ mm/min} \quad \text{Soit } I = 194,57 \text{ mm/h}$$

- Détermination du coefficient de ruissellement :

R = Coefficient de ruissellement = 0,25. Car le taux d'imperméabilisation de cette partie n'est pas très important.

Calcul du débit

$$Q = \frac{I}{360} \times 5,67 \times 194,57 \times 0,25$$

$$Q = 0,766 \text{ m}^3/\text{s}$$

Tous les autres débits sont calculés suivant le même principe. Il faut noter que pour certains bassins le temps de concentration diffère du temps d'entrée car il y a une certaine longueur de conduite à parcourir avant par les eaux avant le point d'entrée.

Pour les différents bassins, les débits calculés sont donnés par le tableau n°7.

Bassins	Conduite	Surface en ha	Longueur max de parcours (m)	Pente suivant L (m/m)	Temps de concentration (min)	Intensité I (mm/h)	R	Qd (m ³ /S)
B13	Tronçon 1.1	5,67	305,2	0,00393	13,47	194,57	0,25	0,766
B12	Trç 1 R1R8	1,85	241,4	0,00539	9,96	226,25	0,25	0,291
B8	Tronçon 1 1.1	6,57	342	0,00292	16,48	175,91	0,25	0,803
B11	Tronçon 1.3	10,25	408	0,00735	13,23	196,28	0,3	1,677
B5	Tronçon 7	6,63	228	0,00833	8,06	251,56	0,3	1,391
B3	Tronçon 1 2	6,77	280	0,00679	10,21	223,41	0,25	1,050
B6	Tronçon 6 1	11,91	290	0,00759	10,05	225,20	0,25	1,863
B7	Trç 6 R1R13	6,63	294	0,00408	12,90	198,82	0,25	0,916
B4	Tronçon 11	2,64	211	0,00806	7,69	257,50	0,3	0,566
B9	Trç 1.1 RR	2,09	160	0,00438	19,90	160,06	0,3	1,848
B10	Trç 1 R13R30	1,97	200	0,00950	48,96	102,04	0,3	3,983

Tableau n°7 : Caractéristiques hydrauliques des différents bassins versants.

En faisant la comparaison des débits de drainage des bassins aux débits d'écoulement à pleine section des conduites correspondant à ces bassins, nous obtenons le tableau n°8.

Bassins	Conduite	Qp (m ³ /s)	Qd (m ³ /S)
B13	Tronçon 1 1 R1R7	0,616	0,756
B12	Tronçon 1 R1R8	0,104	0,291
B8	Tronçon 1 1.1	0,755	0,803
B11	Tronçon 1 3	0,568	1,677
B5	Tronçon 7	0,331	1,391
B3	Tronçon 1 2	0,303	1,050
B6	Tronçon 6.1	0,475	1,863
B7	Tronçon 6 R1R13	0,677	0,916
B4	Tronçon 11	0,207	0,566
B9	Tronçon 1 1 R7R11	1,051	1,848
B10	Tronçon 1 R13R30	1,346	3,983

Tableau n°8 : Comparaison des débits de drainage aux débits pleines section

Nous remarquons que pour plusieurs tronçons le débit de drainage est supérieur au débit de la conduite à pleine section. Ce qui fait que durant l'averse, on observe une stagnation de l'eau

au niveau des points bas avant leur évacuation. L'eau drainée ne peut être évacuée entièrement au moment où elle arrive au niveau de ces points bas.

Ce déphasage ne constitue pas un problème en soit si le réseau fonctionnait en pleine section car il ne serait pas économique de dimensionner les conduites pour évacuer en même temps tout le débit des eaux pluviales. C'est ainsi que les conduites d'évacuation des eaux pluviales sont souvent dimensionnées pour avoir ce retard dans l'évacuation des eaux de pluie.

Mais avec l'état actuel du réseau de la ville de Louga caractérisé par un niveau d'ensablement assez élevé, il va y avoir des difficultés pour évacuer les eaux de pluie dans de bonnes conditions.

Dans certaines parties de conduite, le niveau d'ensablement est tel qu'il est pratiquement impossible d'avoir un écoulement.

Ces facteurs combinés à un niveau d'imperméabilisation des sols croissant du fait de l'aménagement de la voirie et des habitations augmentent la quantité des eaux de ruissellement à évacuer. Ces éléments vont entraîner une augmentation du temps de séjour des eaux de ruissellement au niveau des point bas de la ville ce qui favorise naturellement la prolifération des moustiques.

Chapitre II : RESEAU EAUX USEES

II.1. Calcul des débits d'eaux usées

Dans le cadre de l'étude de l'assainissement de la commune de Louga, il a été trouvé un système d'évacuation séparatif c'est-à-dire un réseau d'égouts sanitaires et un réseau d'égouts pluviaux. L'égout sanitaire est conçu pour transporter les eaux usées d'origine domestiques (composées essentiellement après usage des eaux de consommation), les eaux provenant des commerces, des industries et des établissements et certaines eaux dites parasites. Pour le dimensionnement du réseau, un travail préalable consistera à évaluer successivement les débits de toutes ces eaux précitées.

II.1.2. Débit des eaux usées d'origine domestique

La plus grande partie des eaux usées d'origine domestiques proviennent des consommations en eau potable de la population. Dans la commune de Louga une faible partie de la population continue encore de s'approvisionner en eau de consommation par le biais de puits. Il devient donc nécessaire de tenir compte de ce fait dans l'évaluation des débits.

Les variations journalières de la consommation pour la semaine du 28 mai au 03 juin 2004 sont données par le tableau n°9.

Date	28-05-04	29-05-04	30-05-04	31-05-04	01-06-04	02-06-04	03-06-04
Cons. en m ³	5560	5117	5220	5439	5856	5274	5415

Tableau n° 9 : Consommation journalière d'eau pour la ville (Source S.D.E.)

Le tracé de la courbe de variation de la consommation suivant les jours de la semaine donné à la figure n°6.

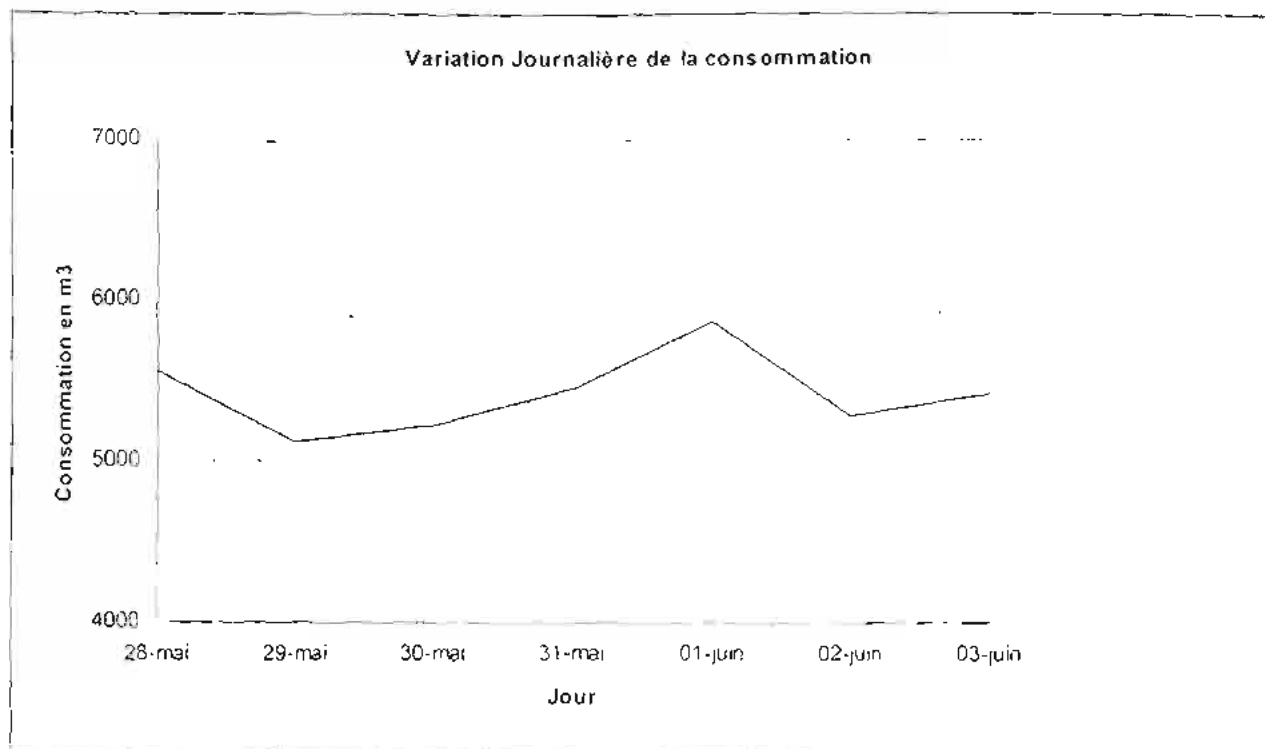


Figure n°6 : Variation Journalière de la consommation pour l'ensemble de la ville.

Cette courbe montre que pour la ville, la consommation journalière se situe vers une valeur relativement stable de 5400 m³.

Ainsi nous pouvons considérer pour la ville un débit moyen journalier de 5400 m³/j

Le débit d'eaux usées provenant des eaux de consommation est souvent désigné sous le nom de *retour à l'égout*. L'autre composante des eaux de consommation est utilisée pour les arrosages des pelouses, éteindre les incendies entre autres. Pour Louga qui se trouve dans un pays en développement cette composante sera très faible. De ce fait, le retour à l'égout dans le cadre de cette étude sera pris égal à 90% de la consommation en eau potable des populations concernées. Selon les statistiques obtenues au niveau de la direction régionale de la S.D.E. de Louga, le débit de consommation de la population de la ville est de 57 l/per.jour. On retiendra pour les calculs un retour à l'égout de 50 l/per.jour pour le centre ville et 70 l/per.jour pour Grand Louga. Nous remarquons que ce débit est du même ordre que celui utilisé pour le dimensionnement de la station d'épuration.

Cependant, il faut noter que ce débit subit des variations selon que l'on soit en période sèche ou pluvieuse ou que l'on soit de jour ou de nuit ou même en certaines heures de la journée etc. Les variations saisonnières seront considérées comme faibles dans notre cas car la ville de Louga tout comme le Sénégal a deux saisons. En outre, comme la saison des pluies ne fait plus trois (3) mois ferme cette considération peut être acceptée.

Les débits des eaux de consommation sont différents selon les heures de la journée. Le matin à sept (7) heures par exemple la consommation est importante à cause de la forte demande des travailleurs et des écoliers qui se préparent respectivement pour rejoindre leur lieu d'occupation. En pleine nuit par exemple à deux heures du matin la consommation est très faible à cause de la faiblesse des activités durant cette période dans nos pays. Ainsi, selon que l'on se trouve à 7 heures du matin ou à 2 heures pendant la nuit l'on observe des variations non négligeables du débit d'eaux usées à évacuer.

Ne disposant pas des variations horaires de la consommation, le calcul des débits de rejet se fera à partir des débits journaliers avec des facteurs de pointe relatifs aux débits journaliers.

Des valeurs extrêmes de débits à évacuer devront être déterminées. Pour ce faire on a recours à un facteur de pointe.

11.1.2. Facteurs de pointe

Pour évaluer les valeurs extrêmes des débits d'eaux usées à évacuer, on a recours très souvent à un facteur de pointe (FP) obtenu en divisant un débit donné par le débit moyen.

Le facteur de pointe horaire est obtenu en faisant le rapport du débit horaire maximal relatif à une année donnée et du débit horaire annuel moyen relatif à cette même année.

Les facteurs de pointe sont fonction de la zone (ville ou campagne) et des caractéristiques de la population résidente. Ainsi, comme la commune de Louga ne possède pas beaucoup d'activités économiques, elle sera considérée comme une ville dortoir ce qui fera que le facteur de pointe que nous allons considérer sera élevé. Cependant pour mieux s'approcher des conditions réelles d'écoulement le facteur de pointe devrait être déterminé par des mesures de débit du réseau en des points particuliers. Comme cela n'a pu être fait, des facteurs de pointe dans le tableau n°10 suggérés par le ministère de l'Environnement du Québec seront utilisés.

Débit annuel moyen d'eaux usées d'origine domestique m ³ /s	FP _{max} .	FP _{min} .
Q < 0.004	4.0	0.25
0.004 < Q < 0.4	1.742Q ^{-0.1506}	Q ^{0.1506} /1.742
Q > 0.4	2.0	0.50

Tableau n°10 : Facteur de pointe en fonction du débit moyen ,

II.1.3. Débit d'eaux usées d'origine industrielle

Les établissements industriels existants dans la commune de Louga utilisent selon leurs activités des quantités d'eau importantes. Il devient dès lors impératif de quantifier ces quantités, de mesurer et d'analyser la qualité des eaux usées produites par ces unités industrielles. Dans le cadre de cette étude ces données n'ont pas été disponibles l'on se référera aux données du tableau n°11 :

Type d'établissement industriel	Débit moyen d'eaux usées [m ³ /(ha.d)]
Entreprise dont le procédé de fabrication ne requiert pas d'eau (vêtement, matériel de transport)	10
Entreprise dont le procédé de fabrication requiert de faibles quantités d'eau (textile, bois)	25
Entreprise utilisant beaucoup d'eau (conserverie, pâtes et papier, aciérie)	> 50

Tableau n°11 : Eaux usées d'origine industrielle.(Source Gouvernement du Québec, Ministère de l'environnement)

Le tissu industriel de la commune de Louga n'est constitué que de trois unités industrielles fonctionnelles: la Société des Produits Industrielles et Agricoles (S.P.I.A.), la Société Nationale de Commercialisation des Oléagineux du Sénégal (SO.NA.C.O.S.) et de la Société des Textiles de Kaolack (SO.TEX.KA.). La S.P.I.A. qui est une entreprise de produits chimiques sera considérée comme grande consommatrice d'eau avec un débit de 75 [m³/(ha.d)] et la SO.TEX.KA. comme une entreprise n'utilisant pas beaucoup d'eau soit 20 [m³/(ha.d)]. Tandis que la SO.NA.C.O.S. quant à elle spécialisée dans la production de graine sera affectée d'un débit de 25 [m³/(ha.d)].

Par ailleurs il faut noter que ces établissements se trouvant pour l'essentiel à l'entrée de la ville ne sont pas connectés au réseau. Ainsi la S.P.I.A. quant à elle, rejette ses eaux usées dans le milieu naturel à travers des fosses de drainage. Elle fait faire régulièrement des études d'impact de ses rejets sur le milieu.

II.1.4. Débit d'eaux usées d'origine commerciale

La commune renferme des espaces de commerce qui se trouvent pour l'essentiel dans le quartier de THIOKHNA. Ainsi un débit de 35 [m³/ (ha.d)] sera utilisé dans les calculs.

II.1.5. Débit d'eaux usées d'origine institutionnelle

Ne disposant pas des volumes d'eau consommée par les équipements, nous allons utiliser pour ces derniers un débit de rejet de 25 [m³/ (ha.d)] proposé par le gouvernement du Québec. Il faut signaler que Grand Louga centralise la majorité des équipements. Ils représentent une superficie totale de 85.7 hectares (d'après JAGU 2002).

II.1.6. Débit d'eaux parasites

Ce sont des eaux autres que les eaux usées d'origine domestique, commerciale industrielle ou institutionnelle. Ces eaux sont composées essentiellement des eaux d'infiltration et des eaux de captage. Les eaux d'infiltration sont des eaux d'origine souterraine pénétrant dans le réseau à travers des défauts du réseau. Tandis que les eaux de captage sont celles pénétrant dans le réseau pendant les périodes pluvieuses à travers les couvercles de regards ou au niveau des branchements illicites.

Pour la détermination des débits d'eau d'infiltration dans le réseau on utilisera la valeur de 225 [L/cm.km d)] (225 litres par jour, par centimètre de diamètre de conduite et par kilomètre de conduite) ; valeur utilisée au Québec. Quant au captage un débit de 25 L/(personne.d) sera utilisé dans la suite des calculs.

La conduite provenant de l'abattoir ne déverse plus et cela depuis bien longtemps d'après les responsables interrogés. Ce qui fera que le débit afférent à l'abattoir ne sera pas considéré dans les calculs.

II.2 Evaluation des débits extrêmes

Pour le dimensionnement des réseaux, il sera tenu compte au préalable des conditions de remplissage maximum et minimum des conduites.

II.2.1. Débits minimums

Il faut connaître le débit minimum que le réseau d'eaux usées doit évacuer :

- pour apprécier les conditions d'autocurage des canalisations et ceux ne sont assurées que pour des vitesses de l'ordre de 0.6m/s;
- pour calculer les dimensions des éléments et volumes des postes de relevage et choisir les pompes ;
- pour connaître le fonctionnement de la station d'épuration dans ces conditions car les insuffisances de débits sont toujours préjudiciables au bon fonctionnement du système

II.2.2. Débits maximums totaux

Pour l'ensemble des calculs relatifs aux réseaux, l'on doit de calculer les débits maximums totaux. Ces débits sont constitués de débits d'eaux usées domestiques ou non domestiques (au cas échéant) et des débits d'eaux parasites. Ainsi généralement on a la formule suivante en utilisant le facteur de pointe :

$$(Q_{san})_{max} = (Q_{dom})_{max} \cdot FP + Q_{para}$$

avec $Q_{para} = Q_{inf} + Q_{cap}$.

Pour chaque tronçon, le calcul se fera selon que l'on soit près d'une industrie, d'une institution ou d'un espace de commerce.

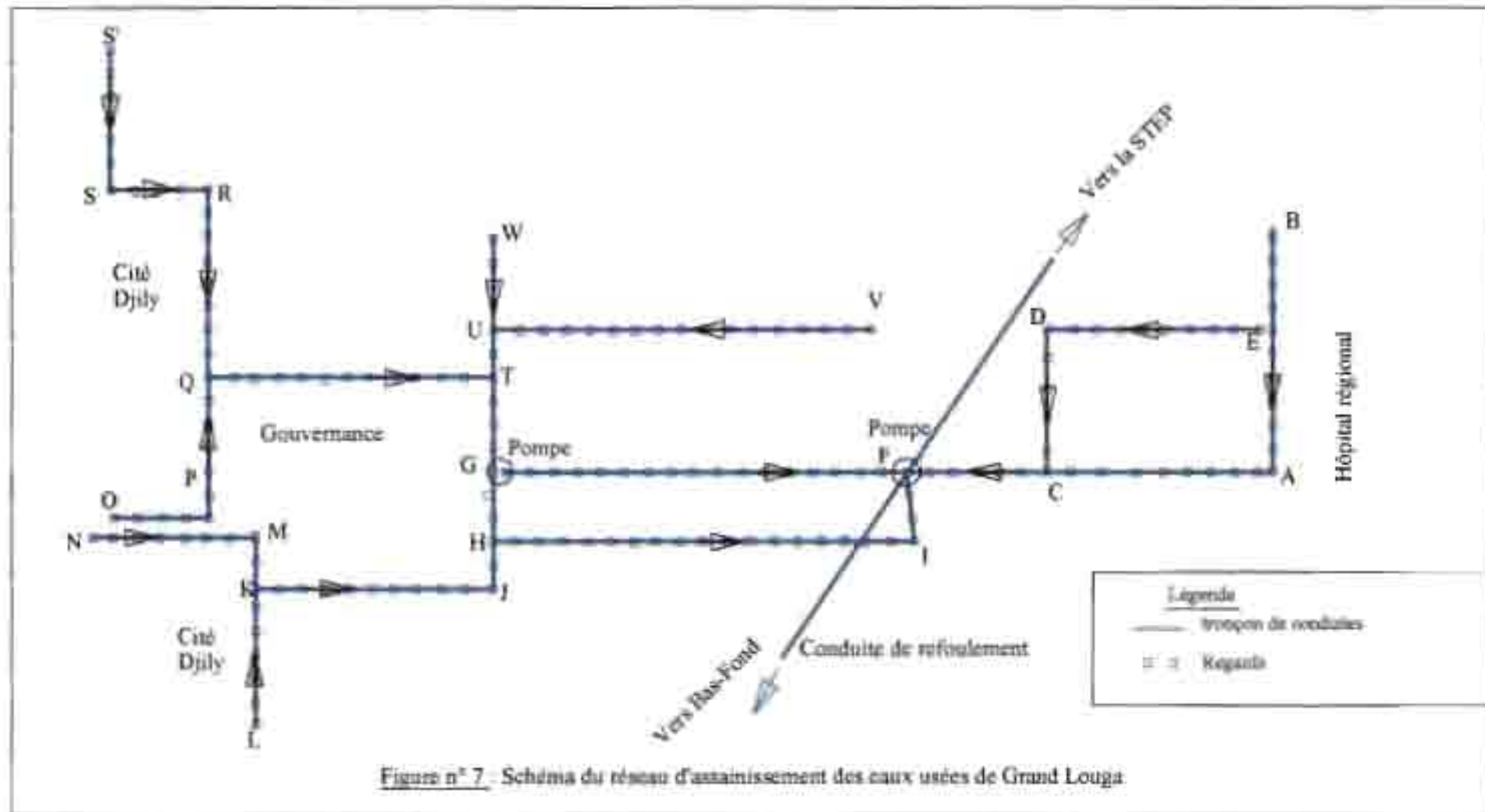
II.3. Présentation des réseaux

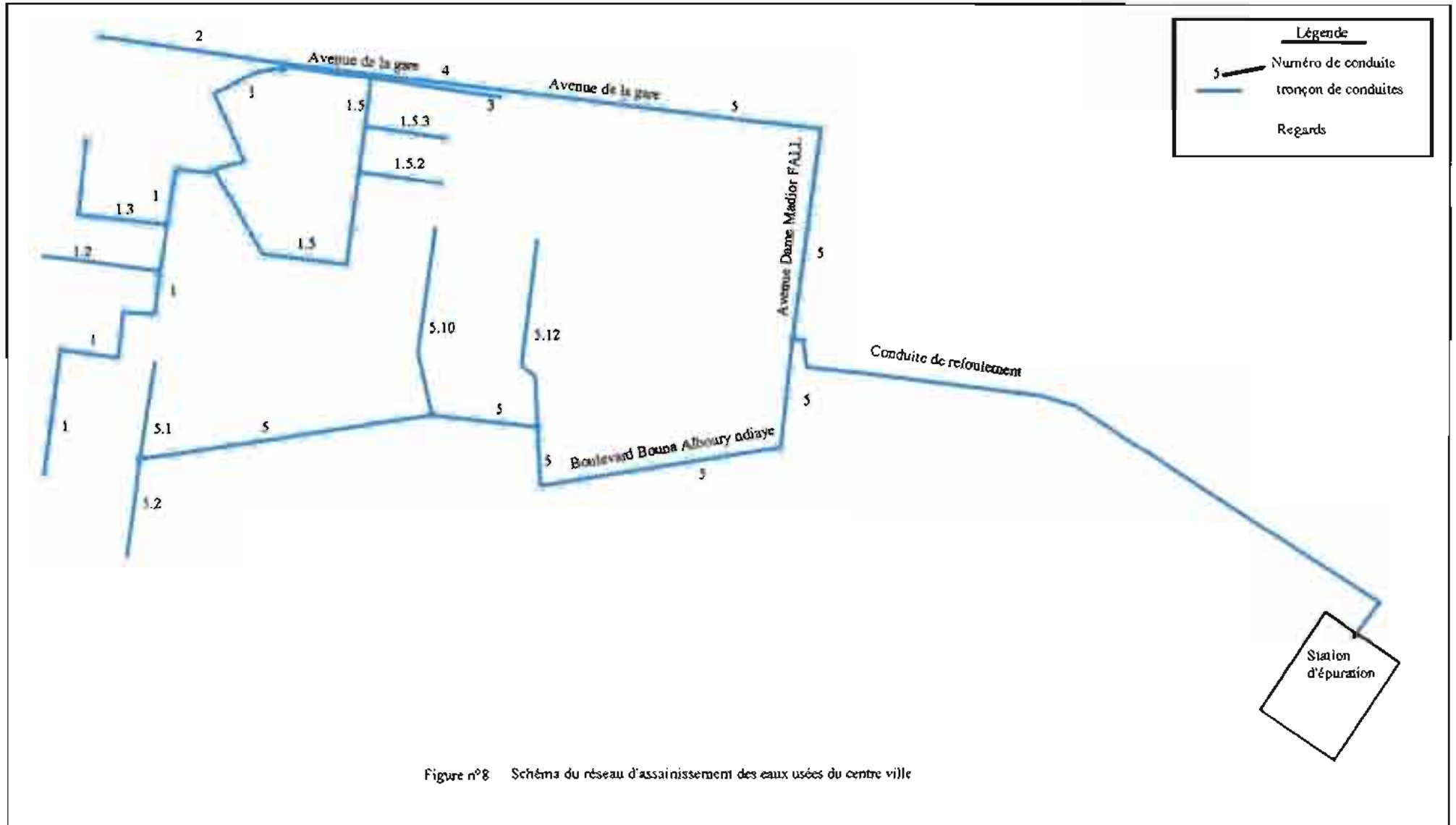
• Eaux Usées Grand Louga

La zone de Grand contient un certain nombre de conduite pour l'évacuation des eaux usées. La figure n°7 montre les différents tronçons qui constituent ce réseau pour Grand Louga.

• Eaux Usées centre ville

Le centre de la ville est desservi par le réseau d'évacuation des eaux usées. Ce réseau collecte principalement les eaux des quartiers Thiokhna, Artillerie, Montagne et Saathiaba Nord. La localisation des différents tronçons de ce réseau est donnée à la figure n°8





Les caractéristiques des regards de la conduite B - A sont présentées dans le tableau n°12.

Pour tous les regards du réseau de l'ensemble de la ville, les caractéristiques sont données en Annexe n°1.

N° Regard	Coordonnée X en (m)	Coordonnée Y en (m)	Distance en (m)	Distance cumul en (m)	Cote TN en (m)	Cote radier en (m)	Profondeur en (m)
R1	201 692,527	502 288,887			37,126	34,930	2,2
R2	201 717,674	502 286,108	25	25	37,317	35,059	2,3
R3	201 736,449	502 284,032	19	44	37,329	35,156	2,2
R4	201 766,268	502 280,736	30	74	37,471	35,309	2,2
R5	201 801,056	502 276,890	35	109	37,191	35,488	1,7
R6	201 830,874	502 273,594	30	139	37,371	35,641	1,7
R7	201 860,692	502 270,298	30	169	37,563	35,794	1,8
R8	201 890,511	502 267,001	30	199	37,600	35,947	1,7
R9	201 920,329	502 263,705	30	229	37,533	36,100	1,4
R10	201 950,148	502 260,409	30	259	37,779	36,253	1,5
R11	201 979,966	502 257,112	30	289	37,639	36,410	1,2

Tableau n°12 : Position des regards du Tronçon B - A

II.4. Calcul des débits avec écoulement à pleine section

Avec l'utilisation des formules de CHEZY et de MANNING décrites précédemment. Nous obtenons les caractéristiques des différentes conduites coulant en pleine section.

Le tableau n°13 présente les résultats pour le tronçon B-A.

Les caractéristiques des autres conduites sont données en Annexe n°2

Conduite	Longueur (m)	Pente i (m/m)	Diamètre (mm)	Rayon Hyd. (mm)	n	C	Vitesse (m/s)	Débit max (m ³ /s)
R1 - R2	25	0,0055	250	62,5	0,015	41,997	0,7787	0,0382
R2 - R3	19	0,0055	250	62,5	0,015	41,997	0,7787	0,0382
R3 - R4	30	0,0055	250	62,5	0,015	41,997	0,7787	0,0382
R4 - R5	35	0,0055	250	62,5	0,015	41,997	0,7787	0,0382
R5 - R6	30	0,0055	250	62,5	0,015	41,997	0,7787	0,0382
R6-R7	30	0,0055	250	62,5	0,015	41,997	0,7787	0,0382
R7-R8	30	0,0055	250	62,5	0,015	41,997	0,7787	0,0382
R8-R9	30	0,0055	250	62,5	0,015	41,997	0,7787	0,0382
R9-R10	30	0,0055	250	62,5	0,015	41,997	0,7787	0,0382
R10-R11	30	0,0055	250	62,5	0,015	41,997	0,7787	0,0382

Tableau n°13 : Conduites Tronçon B - A

II.5. Calcul des débits de service.

Nous allons présenter un exemple de calcul pour un tronçon donné. Le calcul pour les autres conduites se fera suivant les principes décrits précédemment.

Exemple de calcul pour le tronçon B - A de Grand Louga:

- Calcul du volume total rejeté à Grand Louga

Ce volume comprend le volume d'origine domestique, les eaux parasites, et les eaux provenant des équipements.

- Les volumes des eaux d'origines domestiques

Sachant que la population totale de Grand Louga est de 2399 hbt/s. La zone est considérée comme grande consommatrice d'eau avec un débit de 80 l/hbt/j. Ce qui donne un rejet de 70 l/hbt/j. Ainsi, on obtient :

$$V_p = 2399 \times 70 = 168 \text{ m}^3/\text{j}$$

Ce débit est inférieur à 0,004 m³/S donc nous aurons un facteur de pointe égale à 4 d'après le tableau du ministère de l'environnement du Québec.

Donc le débit d'eaux usées domestiques devient :

$$V_p = 168 \times 4 = 672 \text{ m}^3/\text{j}$$

- Les volumes d'eaux parasites

Le volume des eaux parasites est donné par le volume d'infiltration et le volume de captage.

Pour le volume d'infiltration, avec un débit unitaire de 225 l/cm de diamètre/km, nous avons :

$$V_{inf} = 225 \times 25 \times 0,289 \times \frac{1}{1000} = 1,63 \text{ m}^3/\text{j}$$

Tandis que le volume des eaux de captage est obtenue à partir d'une interpolation suivant les longueurs des conduites. En effet le calcul du volume total de captage s'est effectué avec un volume unitaire de 25 l/pers/j. Ainsi nous aurons un volume total de captage V_c .

$$V_c = 25 \times 2399 = 59975 \text{ l/j}$$

La longueur totale des conduites est de 4923 m. Ainsi pour ce tronçon on aura :

$$V_c = \frac{59975}{4923} \times 289 = 3520 \text{ l/j} \text{ soit } V_c = 3,52 \text{ m}^3/\text{j}$$

- Les volumes provenant des équipements

Par ailleurs, la superficie totale occupée par les équipements fonctionnels est de 40 ha. Ce qui donne un volume de rejet, avec un volume unitaire de 25 m³/j/ha :

$$V_c = 40 \times 25 = 1000 \text{ m}^3/\text{j}.$$

Donc pour la zone de Grand Louga nous aurons un débit total de rejet V_T avec :

$$V_T = 672 + 1,63 + 3,52 + 1000 = 1677,15 \text{ m}^3/\text{j}$$

Nous constatons que le débit des eaux parasites est très faible devant les autres rejets, donc ce volume peut être négligés pour le calcul du volume total.

- Calcul du débit moyen par unité de surface

La superficie totale de la zone desservie par le réseau est de 51,5 ha. Ce qui donne un débit moyen de rejet pour l'ensemble du quartier de :

$$Q_m = \frac{1677,15}{51,5} = 32,6 \text{ m}^3/\text{ha}/\text{j}$$

- Calcul du débit évacué par cette conduite

Cette conduite passe devant l'hôpital régional donc en plus des eaux des maisons, elle collecte aussi les eaux provenant de l'hôpital

La surface desservie est de 5,56 ha. Donc nous aurons un débits de :

$$Q_{AB} = 5,56 \times 32,6 = 181,26 \text{ m}^3/\text{j} \text{ soit } Q_{AB} = 0,0021 \text{ m}^3/\text{s}$$

Ainsi tous les débits des autres conduites sont calculés suivant le même principe.

- Pour Grand Louga, les résultats sont donnés par le tableau n°14

Tronçon	Surface bassin en (ha)	Longueur en (m)	Débit infiltr en (m ³ /j)	débit captage en (m ³ /j)	Débit eaux usées en (m ³ /s)
Conduite AB	5,5673	289	1,63	3,52	0,00210
Conduite DE	4,0223	275	1,55	3,35	0,00115
Conduite DC	1,9295	160	0,90	1,95	0,00055
Conduite AC	3,8159	292	1,64	3,56	0,00110
Conduite FC		123	0,69	1,50	0,00165
Conduite S'S	2,2723	180	1,01	2,19	0,00065
Conduite SR		120	0,68	1,46	0,00065
Conduite RQ	2,5446	228	1,28	2,78	0,00073
Conduite OPQ	1,6366	268	1,51	3,26	0,00047
Conduite NMK	5,48	277	1,56	3,37	0,00157
Conduite LK	3,4476	190	1,07	2,31	0,00099
Conduite QT		370	2,08	4,51	0,00185
Conduite KJG	5,9121	433	2,44	5,28	0,00426
Conduite WUT	2,348	185	1,04	2,25	0,00067
Conduite VU	4,8984	476	2,68	5,80	0,00141
Conduite HI	7,6545	507	2,85	6,18	0,00220
Conduite TG		104	0,59	1,27	0,00393
Conduite GF		480	2,70	5,85	0,00819
Conduite FI		70	0,39	0,85	0,00220

Tableau n° 14 : Débits de service pour les conduites eaux usées de Grand Louga.

- Pour le centre ville, les résultats sont donnés par le tableau n°15.

Conduite	Surface en (ha)	Long en (m)	Débit inf en (m ³ /j)	Débit captage en (m ³ /j)	Pop. connectée	Débits équip. en (m ³ /j)	Débit rejet pop en (m ³ /j)	Débit Total rejeté en (m ³ /s)
Conduite 2	5,86	104	0,59	11,97	479	60	95,74	0,001948
Conduite 1.3	5,37	267	1,50	10,98	439	55	87,85	0,001799
Conduite 1.2	2,53	188	1,06	5,17	207	26	41,36	0,000851
Conduite 1 1 ^{ère} partie	5,44	484	2,72	11,12	445	56	88,98	0,001836
Conduite 1.5.3	1,77	133	0,75	3,62	145	18	28,93	0,000595
Conduite 1.5.2	1,69	135	0,76	3,46	138	17	27,68	0,000570
Conduite 1.5	6,03	588	3,31	12,33	493	62	98,60	0,003203
Conduite 1 2 ^{ème} partie	6,03	527	2,96	12,32	493	62	98,57	0,009723
Conduite 3	2,27	350	1,97	4,63	185	23	37,04	0,000774
Conduite 4	9,60	1222	13,75	19,63	785	98	157,05	0,015789
Conduite 5.1	1,52	156	0,88	3,11	124	16	24,87	0,000515
Conduite 5.2	1,54	159	0,89	3,14	126	16	25,13	0,000520
Conduite 5 1 ^{ère} partie	6,20	460	5,18	12,66	507	64	101,31	0,003149
Conduite 5.10	2,35	306	1,72	4,81	192	24	38,46	0,000800
Conduite 5.12	4,46	315	1,77	9,11	365	46	72,91	0,001499
Conduite 5 2 ^{ème} partie	1,88	197	2,22	3,84	154	19	30,74	0,004598
Conduite 5 3 ^{ème} partie	8,60	669	7,53	17,58	703	88	140,64	0,009036

Tableau n°15 : Débits de service pour les conduites eaux usées du centre ville

II.6. Comparaison des débits de service aux débits de pleine section

Les caractéristiques calculées pour les différents tronçons sont présentées dans les tableaux n°16 et 17 pour une meilleure lecture

Tronçon	Débits pleine section (m ³ /s)	Débit de service en (m ³ /s)	Rapport Qs.Qp en %	Rapport Vs/Vp	Vs
Conduite AB	0,0382	0,00210	5,5	0,55	0,50
Conduite DE	0,0416	0,00115	2,8	0,44	0,40
Conduite DC	0,0282	0,00055	2,0	0,42	0,38
Conduite AC	0,0382	0,00110	2,9	0,44	0,40
Conduite FC	0,0379	0,00165	4,4	0,48	0,43
Conduite S'S	0,0282	0,00065	2,3	0,42	0,38
Conduite SR	0,0282	0,00065	2,3	0,42	0,38
Conduite RQ	0,0282	0,00073	2,6	0,44	0,40
Conduite OPQ	0,0282	0,00047	1,7	0,42	0,38
Conduite NMK	0,0364	0,00157	4,3	0,48	0,43
Conduite LK	0,0282	0,00099	3,5	0,48	0,43
Conduite QT	0,0282	0,00185	6,6	0,58	0,52
Conduite KJG	0,0282	0,00426	15,1	0,72	0,65
Conduite WUT	0,0431	0,00067	1,6	0,42	0,38
Conduite VU	0,0364	0,00141	3,9	0,48	0,43
Conduite HI	0,0326	0,00220	6,7	0,58	0,52
Conduite TG	0,0282	0,00393	13,9	0,70	0,63
Conduite GF	0,0330	0,00819	24,8	0,84	0,76
Conduite FI	0,0326	0,00220	6,7	0,58	0,52

Tableau n°16 : Taux de remplissage des conduites pour Grand Louga

Conduite	Débit pleine section m ³ /s	Débit de service en (m ³ /s)	Rapport Qs/Qp en %	Rapport Vs/Vp	Vs
Conduite 2	0,0370	0,001948	5,27	0,42	0,67
Conduite 1.3	0,0220	0,001799	8,18	0,59	0,77
Conduite 1 1 ^{ère} partie	0,0290	0,001836	6,33	0,52	0,47
Conduite 1.5	0,0130	0,003203	24,64	0,84	0,81
Conduite 1 2 ^{ème} partie	0,0290	0,009723	33,53	0,92	0,83
Conduite 4	0,1420	0,015789	11,12	0,65	1,43
Conduite 5 1 ^{ère} partie	0,1030	0,003149	3,06	0,44	0,70
Conduite 5 2 ^{ème} partie	0,1030	0,004598	4,46	0,50	0,80
Conduite 5 3 ^{ème} partie	0,1030	0,009036	8,77	0,63	1,01

Tableau n°17 : Taux de remplissage des conduites pour le centre de la ville

Dans tous les tronçons, nous remarquons que les débits sont largement inférieurs aux capacités maximales des conduites. En effet comme évoqué précédemment, le taux de raccordement des populations au réseau est assez faible de même que les rejets des populations connectées.

Pour tout le réseau de Grand Louga, nous constatons que pour l'essentiel les vitesses de service sont inférieures à la vitesse minimale d'autocurage qui est de 0,6 m/s. Concernant cette zone l'édification des équipements administratif est toujours en cours. Donc ces conduites dimensionnées pour recevoir l'ensemble des rejets des populations et des équipements fonctionnent avec une sollicitation très en dessous de leur capacité.

Ainsi les conditions d'autocurage n'étant pas satisfaites, il existe un dépôt assez important des matières solides. Ce qui diminuera à la longue la capacité des conduites quand le réseau fonctionnera à sa capacité de dimensionnement ; ce phénomène entraîne des pertes de charges assez importantes.

Quant au réseau du centre ville, nous observons des vitesses acceptables. Mais la faiblesse des écoulements reste toujours valable. On peut dire que les eaux usées s'écoulent correctement dans l'ensemble dans ce réseau. Même si les réservoirs de chasse qui sont disponibles ne sont

plus fonctionnels, il n'en demeure pas moins que les écoulements s'effectuent normalement mais les vitesses d'écoulement étant limitées, des dépôts sont constatés sur le réseau. En effet depuis leur mise en place, il n'y a pas eu d'entretien des équipements de ces réservoirs. Aussi les dégradations constatées au niveau de certains regards constituent des obstacles à l'écoulement des eaux. En effet, sur certains tronçons, se trouvent des regards sans tampon, constituant ainsi une zone d'entrée de sable et d'autres matières solides dans les conduites.

Chapitre III : ETUDE DE LA STATION D'EPURATION

III.1. Généralités sur les eaux usées

III.1.1. Caractéristiques des eaux usées

a) Importance du traitement des eaux

Les activités de l'homme donnent naissance à des déchets qui peuvent être acheminés par l'eau, ce qui entraîne un traitement soigneux de ces déchets avant leur rejet dans un milieu récepteur. Les eaux usées peuvent contenir des déchets d'origine domestique, des décharges industrielles, des ruissellements d'origine agricole, des eaux de pluie recueillies par les égouts des villes. Comme la migration des populations rurales vers les villes s'accroît dans tous les pays en développement, le traitement des eaux devient de plus en plus difficile et nécessaire. Le problème présente deux aspects : le transport des déchets par l'eau et le stockage temporaire pour le traitement avant l'évacuation sans danger.

Le traitement des eaux usées (EU) s'impose pour de multiples raisons :

- les eaux usées contiennent souvent des microorganismes qui peuvent être pathogènes pour l'homme (salmonelles, amibes, vers...). Un déversement des eaux usées dans un milieu naturel récepteur entraîne nécessairement une pollution diffuse plus en aval.
- Les eaux usées sont chargées de matières solides en suspension qui doivent être éliminées avant le rejet dans le récepteur naturel.
- Les eaux usées peuvent entrer en putréfaction par décomposition anaérobie en entraînant des odeurs nauséabondes pour l'environnement et pour les populations concernées.
- Les eaux usées stagnantes sont les gîtes de prédilection pour un grand nombre de parasites de l'homme qui cause parfois la mort (l'onchocercose, la bilharziose, l'amibiase). Elles sont surtout dans les pays chauds l'endroit idéal pour la prolifération des larves de moustiques, vecteurs de maladies endémiques dans ces régions.
- Les eaux usées contiennent des déchets dont la décomposition demande de l'oxygène, des substances nutritives absorbées par les végétaux, des substances chimiques organiques, des minéraux, des sédiments et des matières radioactives.

Il faut considérer deux (2) types de polluants : les polluants biodégradables et les polluants non biodégradables.

Les polluants biodégradables sont transformés par les actions biologiques, chimiques, soit naturellement, soit par traitement dans la station d'épuration. Ces polluants sont souvent d'origine domestique. Les polluants non biodégradables sont généralement d'origine

industrielle et proviennent de l'intervention humaine dans les transformations qu'elle réalise pour satisfaire leurs besoins.

Ces multiples polluants qui sont parfois toxiques et mortels, imposent donc un traitement préalable avant leur rejet. L'intérêt croissant porté à la qualité de l'eau dans ses multiples usages a conduit à définir pour les eaux usées tant domestiques qu'industrielles, un certain nombre de paramètres spécifiques.

b) Les caractéristiques chimiques et organiques des eaux usées

b-1) La demande biochimique en oxygène en 5 jours : DBO₅

Elle exprime la quantité de matières organiques biodégradables présente dans l'eau. Plus précisément, ce paramètre mesure la quantité d'oxygène nécessaire aux microorganismes pour réaliser l'oxydation et la stérilisation des matières organiques qui sont présentes dans l'eau usée par voie aérobie. Pour mesurer ce paramètre, on prend comme référence la quantité d'oxygène consommé au bout de cinq jours. C'est la DBO₅, demande biochimique en oxygène sur cinq jours. Par convention, la DBO est la valeur obtenue après cinq jours d'incubation = DBO₅ à 20°C. La demande totale d'oxygène provient des 3 groupes de substances suivantes : matières hydrocarbonées, matières azotées oxydables et certains composés réducteurs. La demande d'oxygène des matières hydrocarbonées et azotées est habituellement exprimée par la DBO, tandis que la demande totale l'est par la DCO.

Plusieurs facteurs influencent ce paramètre important parmi lesquels : la population microbienne, la nature de la matière organique et de sa biodégradabilité, la température, l'abondance des nutriments et l'absence des composés toxiques. Avec la plupart des eaux usées, la biodégradabilité n'est pas complète après 5 jours. Le taux de dégradation varie de 25 à 90%. Pour les eaux usées domestiques, le taux de dégradation après 5 jours est constant et est de l'ordre de 70% de la DBO ultime.

b-2) La demande chimique en oxygène : DCO

Elle représente la teneur totale de l'eau en matières oxydables. Ce paramètre correspond à la quantité d'oxygène qu'il faut fournir pour oxyder par voie chimique ces matières. En fait, la mesure correspond à une estimation des matières oxydables présentes dans l'eau, quelque soit leur origine organique ou minérale (fer ferreux, nitrite, ammoniacque, sulfure et chlore). Sans être complète l'oxydation est plus ou moins poussée selon les conditions de réaction.

b-3) Le carbone organique total : COT

Le carbone organique total est un paramètre très important pour l'analyse de la matière organique contenue dans l'eau usée. Il nous permet d'estimer la quantité de matière carbonée organique. Sa détermination est cependant assez délicate.

b-4) L'oxydabilité au permanganate de potassium : KMNO₄

L'oxydation chimique des matières organiques ou des substances oxydables est effectuée par le KMNO₄ à chaud ou à froid. Suivant l'acidité du milieu et la température, l'oxydation est plus ou moins énergique. On apprécie avec ce test la teneur en Matière Organique également.

c) Les caractéristiques physiques des eaux usées

Les paramètres physiques usuellement mesurés dans une eau usée sont entre autres la température, le pH, la conductivité, les matières en suspension, les matières sèches et minérales dans les boues.

c-1) La température

La température joue un rôle fondamental dans toutes les réactions chimiques qui ont lieu dans un milieu liquide. La vitesse de dégradation de la matière organique dans une eau usée est d'autant plus importante que la température est élevée. C'est un paramètre qui influence tous les autres paramètres des eaux usées. Aussi, la décantation est plus efficace à des températures élevées. De plus, l'activité biologique prenant place lors du traitement décroît avec l'abaissement de la température.

c-2) Le pH et la conductivité

- Le pH est défini par le logarithme négatif décimal de la concentration en ions H⁺ :

$$\text{pH} = -\log[\text{H}^+]$$

Le pH influence fortement les réactions de dégradation de la matière organique. Si l'eau usée se trouve à un pH neutre ou basique et si les bactéries qui dégradent la matière organique ont une croissance optimale à un pH plus bas, le rendement de la STEP va s'en faire sentir. Il faut donc à ce niveau surveiller les rejets effectués par les industries, car ces derniers peuvent bouleverser complètement l'épuration en modifiant le pH des eaux.

- La conductivité influence également l'épuration par les teneurs en sel dans l'eau usée.

Ces sels entrent en réaction avec les composantes cellulaires bactériennes par des phénomènes d'osmose en accélérant ou en ralentissant la croissance microbienne.

c-3) Les matières en suspension : MES

Les matières en suspension sont toutes les particules qui ne sont pas dissoutes dans l'eau (grains de sable, poussière, particules solides de matière organique en suspension, etc.). Les matières doivent être éliminées, car elles peuvent gêner les dosages colorimétriques par leur turbidité. Ils sont séparables par filtration ou centrifugation. On les subdivise en deux catégories :

- ✓ Les matières décantables : ce sont les MES qui se déposent pendant un temps fixé conventionnellement à 2 heures ;
- ✓ Les matières colloïdales : elles représentent la différence entre MES et matières décantables.

Les MES sont habituellement composées :

- de matières minérales (MM) ;
- de matières volatiles en suspension (MVS) qui disparaissent à 600°C et que l'on assimile aux matières organiques (MO), bien qu'il y ait décomposition partielle ou totale de divers sels minéraux (carbonates notamment)

Aussi, il est à noter que les MES et la DBO₅ ne sont pas des notions séparées, les MES étant susceptibles en effet de faire l'objet d'une certaine DBO₅.

d) Les caractéristiques biologiques des eaux usées

Les constructeurs des STEP doivent envisager des moyens de lutte spéciaux pour éliminer les risques de contamination des eaux naturelles. Le problème de la transmission des maladies par les eaux usées demande une attention particulière. Par son choix technique, l'ingénieur peut avoir une grande influence sur la destruction des agents pathogènes.

III.1.2. Traitement des eaux usées

Le but principal de l'épuration des eaux usées est de transformer les matières organiques en produits minéraux inertes et inoffensifs d'une part et d'autre part, à obtenir finalement un effluent épuré à divers niveaux d'efficacité rejeté à la nature. La méthode la plus efficace pour y arriver est leur dégradation biologique.

L'évolution des eaux usées brutes vers un effluent épuré s'opère en passant par divers stades ou filières qui constituent des traitements successifs. Ces traitements se distinguent en fonction du degré d'épuration recherché et d'après les moyens techniques mis en œuvre. Ainsi, on distingue :

- les traitements préliminaires (ou traitements mécaniques) ;
- les traitements primaires ;
- les traitements secondaires ;
- les traitements complémentaires ou tertiaires.

a) Traitements préliminaires

Les traitements préliminaires ou prétraitement ont pour but de séparer les matières grossières par des procédés simples afin de faciliter les étapes ultérieures du traitement et de protéger les installations de traitement à l'aval. Ces traitements se composent généralement de :

- du dégrillage qui est une opération qui consiste à retenir au travers de grilles, les matières volumineuses susceptibles de gêner ou de boucher les installations à l'aval.
- de la dilacération qui consiste au broyage des résidus de dégrillage assez finement pour qu'ils puissent suivre la filière de traitement des matières décantables.
- du tamisage qui est un dégrillage plus poussé avec des tamis à mailles plus ou moins fines. Il permet la récupération de déchets utilisables, évite l'obstruction de canalisation ou de pompes, limite les risques de dépôts et de fermentation.
- du dessablage qui est une opération consistant à retenir les graviers, sables et autres matières minérales de granulométrie supérieure à 0,1 (ou 0,2) mm en laissant passer les matières organiques en suspension (protection des pompes et autres appareils électroménagers contre l'abrasion).
- du dégraissage- déshuilage consistant à débarrasser l'effluent brut des huiles et graisses avant traitement ultérieur.

b) Traitements primaires

Si les prétraitements visent à l'élimination des matières solides, des sables, et des matières minérales qu'on peut récupérer par surnage, le traitement primaire élimine plus de la moitié des matières en suspension et constitue une pré-épuration non négligeable quoique insuffisante pour garantir la qualité du rejet en milieu naturel. Il fait appel à différents procédés physiques ou chimiques. Les matières décantables se déposent au fond ou flottent à

la surface par différence de densité ou après adjonction de produits agglomérant les matières et accélérant leur flottation ou leur sédimentation. Les traitements primaires ont pour but l'élimination d'une fraction importante des MES (50 à 60% des MES totales) et de réduire les caractéristiques dimensionnelles aval d'élimination de la pollution carbonée; donc ne permettent d'obtenir qu'une épuration partielle des eaux usées.

La décantation classique est possible lorsque les eaux prétraitées séjournent en eaux calmes dans le bassin de décantation primaire. Les matières en suspension, organiques ou non, se déposent dans le fond du bassin simplement par gravité. Elles y sont raclées et évacuées formant ainsi les boues primaires

Mais elle ne suffit malheureusement pas. En effet si le temps de décantation d'un gravier dans un mètre d'eau est de 1 seconde par la seule influence de son poids, on passe à 2 minutes pour le sable fin, à 2 heures pour l'argile, à 8 jours pour une bactérie, de 2 à 200 ans pour un colloïde. Ils sont donc particulièrement stables en suspension et impossibles à décanter naturellement. Pour déstabiliser la suspension, il faut favoriser l'agglomération des colloïdes en diminuant leurs forces de répulsion électrostatique. On utilise donc des procédés physicochimiques connus sous le nom de coagulation floculation.

Les traitements primaires ont d'ailleurs tendance à disparaître en tant que seul traitement, notamment lorsque l'élimination de la pollution azotée est requise. Pour répondre aux exigences réglementaires, une phase de traitement secondaire doit être conduite.

c) Traitements secondaires

Les traitements secondaires recouvrant les techniques d'élimination notamment de la pollution carbonée, ont pour objet de poursuivre l'épuration de l'effluent provenant du décanteur primaire ou directement après un prétraitement.

Dans la grande majorité des cas, l'élimination des pollutions carbonées s'appuie sur des procédés de nature biologique.

Certaines installations de dépollution des eaux usées ont toutefois recours à des filières de traitements physico-chimiques, qui peuvent, dans différents cas (part importante d'effluents industriels dans les eaux collectées, conditions de température inadaptées aux traitements biologiques, niveaux de rejet moins exigeants...) s'avérer plus opportunes.

c-1) Procédés biologiques naturels

Les procédés biologiques naturels réalisent l'épuration par le sol, où, grâce à l'énergie solaire, les matières organiques polluantes (biomasse du milieu « eau ») sont dégradées.

- Lagunage naturel ou bassin de stabilisation

On désigne par bassin de stabilisation toute dépression ou excavation naturelle ou artificielle dans laquelle s'écoulent naturellement les eaux usées brutes ou décantées, pour ressortir, sans intervention extérieure d'aucune sorte, dans un état où elles ne risquent pas d'altérer la qualité du milieu récepteur. Cependant, lorsqu'il s'agit de dépression naturelle, il est d'usage d'employer l'expression « étang de lagunage ».

Ainsi, les bassins ou étangs de stabilisation peuvent être utilisés pour traiter à l'état brut ou décanté, les eaux usées domestiques ou les matières organiques des eaux résiduaires industrielles. Les mécanismes de l'épuration et le fonctionnement d'un lagunage simple peuvent être décrit par les schémas suivants :



Dans le cas d'un lagunage naturel, l'apport d'oxygène est assuré par les échanges avec l'atmosphère au niveau du plan d'eau et par les végétaux à chlorophylle :



Le sens général des transformations par voie aérobie du point de vue des substances apportées à la lagune est le suivant :



Par ailleurs dans le lagunage aéré, l'oxygène est apporté artificiellement.

- Filtration par le sol

C'est un procédé qui s'opère sur de grandes surfaces. Il faut noter que d'excellents résultats d'élimination sont obtenus.

- Reconstitution du système qui peut être résumé comme un couplage des deux procédés ci-dessus.

c-2) Procédés physico-chimiques de l'épuration

Ce sont des procédés coûteux et difficiles à réaliser que l'on utilise le plus souvent pour des effluents domestiques à charges polluantes variables ou pour des eaux usées industrielles susceptibles d'entraîner le développement des processus biologiques.

c-3) Procédés biologiques artificiels

Ils comprennent des dispositifs qui permettent de localiser sur des surfaces réduites et d'intensifier les phénomènes de transformations et de destruction des matières organiques, tels qu'ils se produisent en milieu naturel. On utilise trois grands procédés :

- les lits bactériens, un procédé mettant en œuvre le principe des boues actives ;
- et la biofiltration ou filtration biologique accélérée.

d) Les traitements complémentaires ou tertiaires

d-1) Elimination de l'azote

Les stations d'épuration prévues pour éliminer les matières carbonées n'éliminent qu'environ 20 % de l'azote présent dans les eaux usées. Pour satisfaire aux normes de rejet en zones sensibles, des traitements complémentaires doivent être mis en place.

L'azote organique se transforme dans les eaux usées en azote ammoniacal (NH_4^+). L'élimination de l'azote ammoniacal est, le plus souvent, obtenue grâce à des traitements biologiques, de "nitrification-dénitrification". La nitrification consiste en une transformation, par des cultures bactériennes, de l'azote ammoniacal en nitrates (NO_3), une forme oxydée de l'azote. Une seconde phase, la dénitrification, complète le processus. Les nitrates, sous l'action de bactéries "dénitrifiantes", sont transformés en azote gazeux. Ce gaz s'échappe alors dans l'atmosphère comme le CO_2 produit par l'élimination des matières carbonées. Ces procédés sont aujourd'hui les plus compétitifs et les mieux adaptés, puisqu'ils peuvent,

notamment, être combinés à l'élimination de la pollution carbonée. Il suffit pour cela que les volumes des bassins et les dispositifs d'aération soient suffisants.

Les procédés physiques et physico-chimiques d'élimination de l'azote (électrodialyse, résines échangeuses d'ions, "stripage" de l'ammoniaque) ne sont pas utilisés dans le traitement des eaux résiduaires urbaines, pour des raisons de rendement et de coût.

d-2) Elimination du phosphore

L'élimination du phosphore, ou "déphosphatation", peut être réalisée par des voies physico-chimiques ou biologiques.

En ce qui concerne les traitements physico-chimiques, l'adjonction de réactifs, comme des sels de fer ou d'aluminium, permet d'obtenir une précipitation de phosphates insolubles et leur élimination par décantation. Ces techniques, les plus utilisées actuellement, éliminent entre 80 % et 90 % du phosphore, mais engendrent une importante production de boues. La déphosphoration biologique consiste à provoquer l'accumulation du phosphore dans les cultures bactériennes des boues. Les mécanismes de la déphosphoration biologique sont relativement complexes et leur rendement variable (en fonction notamment de la pollution carbonée et des nitrates présents dans les eaux usées). Le rendement moyen est d'environ 60 %. Dans les grosses installations d'épuration, ce procédé est souvent couplé à une déphosphoration physico-chimique, pour atteindre les niveaux de rejets requis.

Comme autres traitements complémentaires on peut citer :

- la désinfection afin d'améliorer la qualité de l'effluent épuré. Pour ce faire on peut utiliser le chlore, le brome, l'ozone etc. Un bassin de contact permet à l'effluent d'être en contact avec le désinfectant pendant une certaine période jugée suffisante.
- le traitement des odeurs nécessaire dès lors que le milieu récepteur qui était auparavant éloigné de la population, est envahi par celles-ci

III.2. Diagnostic de la Station d'Épuration

III.2.1. Localisation

La station d'épuration de Louga est située au Sud-Est de la ville sur la route menant à Dahra. Elle a été mise en service en 1980 et traite les eaux usées d'une zone très limitée de la ville de Louga. Un total d'environ 7479 personnes est d'aujourd'hui branché au réseau d'assainissement qui mène vers la station d'épuration. La population de Louga est estimée à 91 855 pour l'an 2002 d'après les projections de la D.P.S. Ce qui veut dire qu'actuellement 8,14 % de la population de la ville est raccordée au réseau. La station d'épuration de Louga,

située près de la zone urbanisée est rattrapée par la population et constitue ainsi un risque potentiel de nuisances (odeurs et moustiques).

Elle occupe une superficie rectangulaire de 72 195 m² sur un périmètre de 1 104 m (Voir figure 11).

L'implantation de la STEP ne donne pas accès à un corps récepteur naturel (fleuve, océan.). Une partie de l'eau épurée va s'infiltrer tandis que l'autre partie sera évaporée car actuellement il n'y a pas une réutilisation de ces eaux.

III.2.2. Quantité d'eaux usées traitées et procédé utilisé

Les eaux usées sont récupérées dans une zone limitée des anciens quartiers de la ville et à certaines zones de Grand Louga. Le réseau comporte un total de cinq stations de relèvement permettant l'écoulement des eaux des points de collectes à la station d'épuration. Actuellement le nombre de personnes branchées à la station d'épuration correspond à environ 7 479 équivalents-habitants ce qui représente une charge de DBOS d'environ 300 kg/j, chiffre basé sur une pollution spécifique de 40 g/j/hab.

Le débit d'eau usée entrant à la station d'épuration se situe entre 450 m³/j et 750 m³/j en considérant des rejets compris entre 60 à 100 l/hbts/j pour une population concernée de 7479 habitants.

Les volumes et charges arrivant à la station d'épuration sont indiqués dans le Tableau n°18.

Désignation	Unité	1986	1992	2001	2002
Nombre de raccordements	U	329	680	529	556
Nombre d'habitants/ raccord	hbt	10	10	14	14
Population raccordée	hbt	3300	6800	7294	7479
Consommation spécifique	l/j/hbt	55	60	60	60
Volume rejeté	m ³ /j	155	350	-	384
Volume collecté à la STEP	m ³	-	-	505 890	192 528
Charge spécifique DBO5	g/hbt/j	30 / 50	30 / 50	30 / 50	30 / 50
Charge journalière DBO5	kg/j	100 / 165	204 / 340	-	224 / 374

Tableau n°18 : Indicateurs de performance réseau assainissement de Louga (Source ONAS).

L'évolution de la population raccordée ainsi que celle du nombre de raccordement est montrée à la figure n°9.

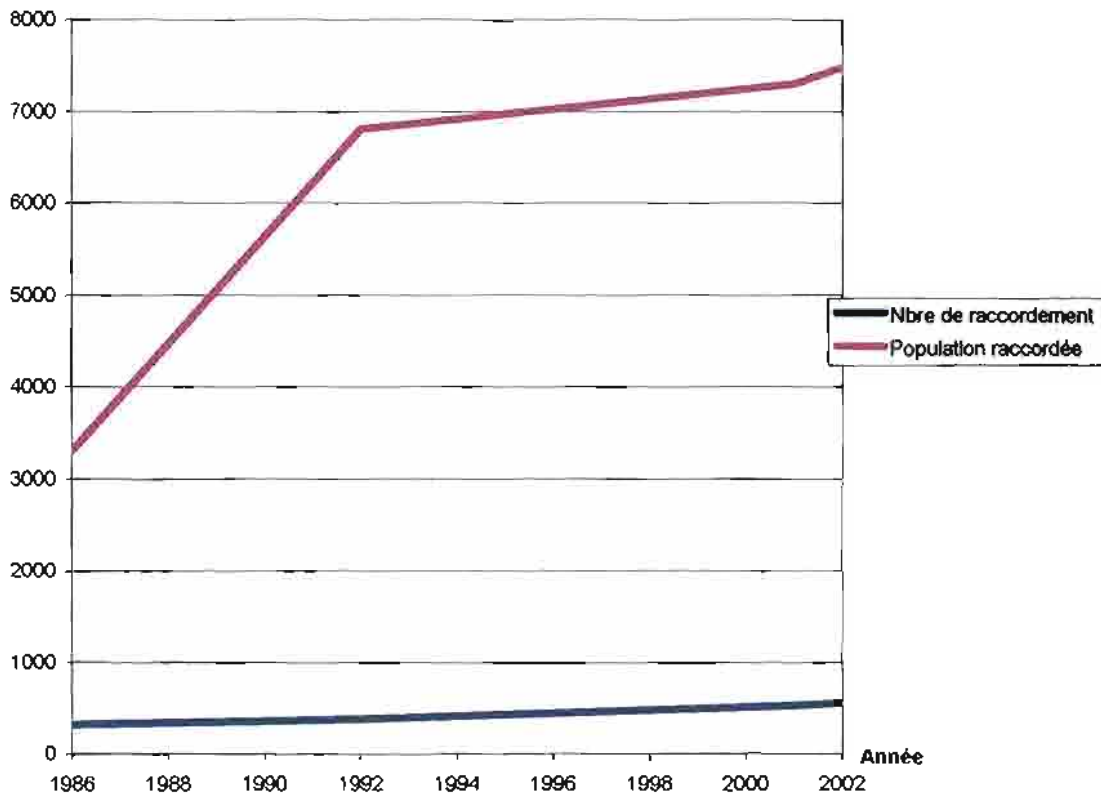


Figure n° 9: Evolution de la population raccordée au réseau d'assainissement

Notons pour l'année 2002, le volume d'eaux collecté au niveau de la STEP est de loin inférieur au volume collecté pour l'année 2001. Ceci est dû au fait que durant cette année, la conduite de refoulement qui amenait les eaux en provenance de Grand Louga est dégradée. Donc depuis cette période, les eaux provenant de Grand Louga qui constituaient la plus grande partie des eaux traitées n'arrivent plus au niveau de la station. Actuellement ces eaux sont déversées dans une retenue située derrière la gouvernance. Il faut noter que c'est au niveau de Grand Louga que se situe la plupart des grands équipements de la ville (Gouvernance, Hôpital régional, Lycée, Poste). Par ailleurs, l'on sait que la consommation au niveau des équipements est toujours assez importante. L'habitat au niveau de ce quartier se situe à un standing relativement élevé. Ce qui s'accompagne d'une consommation en eau assez importante entraînant des volumes de rejets importants. Mais la plus grande partie des eaux est constituée des eaux pluviales.

Actuellement, l'O.N.A.S. est entrain d'effectuer des travaux pour le remplacement de cette conduite de refoulement ; travaux qui d'après les responsables de l'ONAS devront être achevés avant la fin de cette année.

III.2.3. Description et fonctionnement de la station existante

Le procédé de traitement utilisé dans la station d'épuration de Louga est le lagunage naturel avec des dispositifs de prétraitement avec dégrillage, dessablage et dispositif de mesure de débit.

La station est dimensionnée pour 12000 équivalents-habitants avec un débit de dimensionnement de 720 m³/j, et un débit maximal de 1200 m³/j. La charge organique de dimensionnement est estimée à environ à 500 kg DBO₅/j.

La station d'épuration est alimentée par une station de relèvement avec deux pompes Flygt submersibles. Cette station de relèvement est située au niveau de la rue Dame Madior FALL (voir en figure n°2). De cette station, l'eau est relevée vers l'usine de traitement par l'entremise d'une conduite de refoulement.

a) Prétraitement

Le prétraitement est complet et consiste en deux grilles en parallèle et un dessableur de type cyclone. Au niveau de la sortie du canal de prétraitement se trouve une zone de mesure de débit juste avant le puisard répartiteur. La mesure du débit à l'entrée du bassin de stabilisation est du type venturi et bulle à bulle. Cependant à notre passage, il nous a été signifié que le débitmètre ne fonctionne plus depuis longtemps. En effet, le détecteur de niveau fait défaut.

Il y a un dégrillage qui se fait avec un dégrilleur de type manuel de dimensions 0,60 x 1,00 m. Le dessableur situé en phase terminale du prétraitement n'est plus fonctionnel.

b) Lagunage naturel

En lagunage naturel, les eaux à traiter séjournent de 30 à 120 jours avec une moyenne raisonnable de 50 jours dans un bassin non artificiellement brassé, de 80 à 150 cm de profondeur. L'épuration qui s'y produit résulte de l'activité d'une biomasse planctonique formée essentiellement d'algues unicellulaires et d'animaux de petite taille (protozoaires, rotifères, crustacés). Les bactéries, normalement peu abondantes dans la masse d'eau, sont abondantes dans les sédiments où elles ont un rôle important.

Dans les conditions courantes, la concentration organique est élevée, et la biomasse planctonique peut présenter une activité auto ou hétérotrophe, aérobie ou anaérobie, influencée

par les paramètres climatiques. On retiendra, pour une lagune fonctionnant correctement et bien conçue, comme avantage :

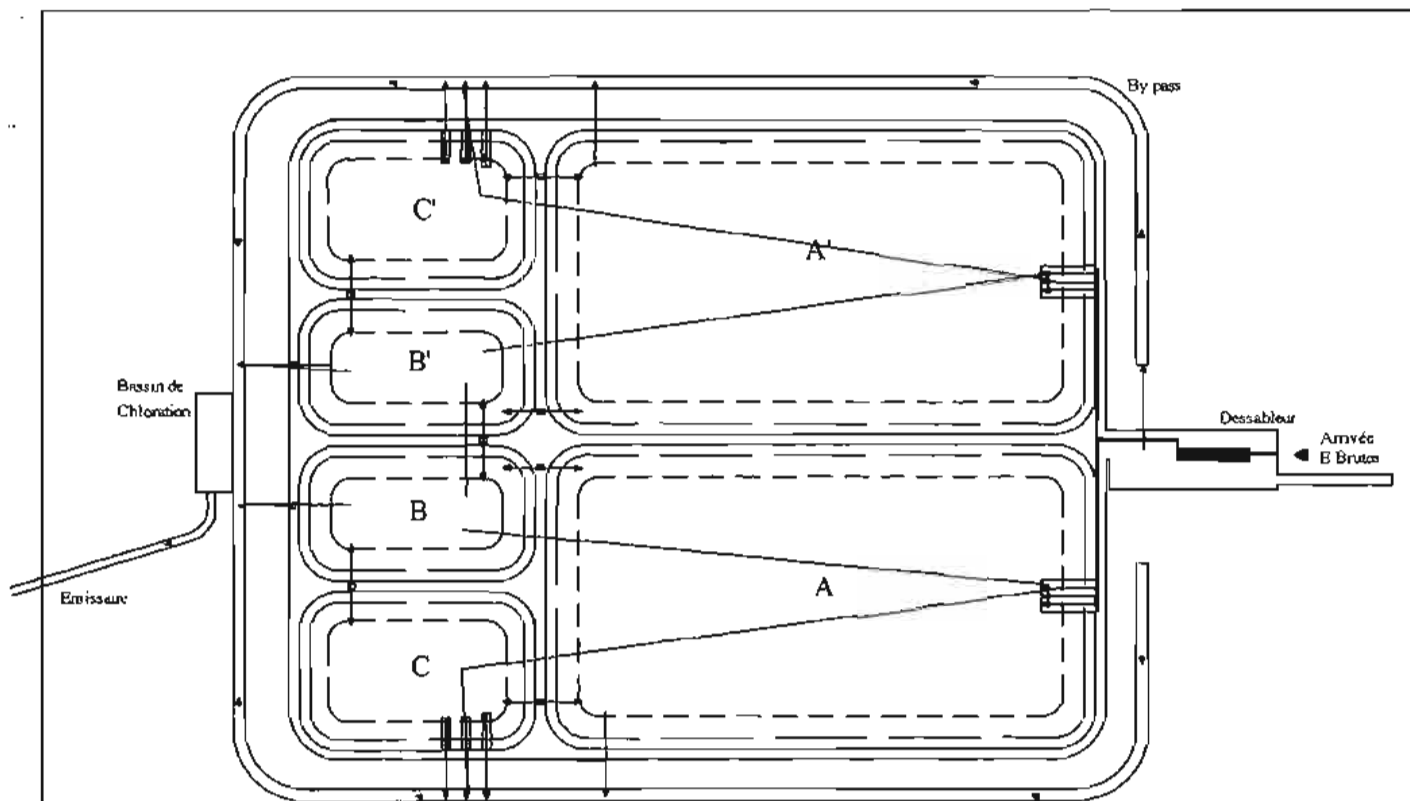
- souplesse : des pointes de quatre (4) fois la charge nominale peuvent être acceptées quelques jours, les pollutions accidentelles sont le plus souvent bien dégradées ou au moins diluées ;
- rusticité : la station d'épuration assure un traitement des eaux usées par un processus naturel ne nécessitant pas une intervention mécanique.
- économie : au niveau du fonctionnement, l'énergie électrique n'est pas nécessaire ;
- fiabilité : des rendements d'élimination acceptables peuvent être obtenus régulièrement aussi bien vis-à-vis des germes témoins que des pollutions organiques.

Comme inconvénient :

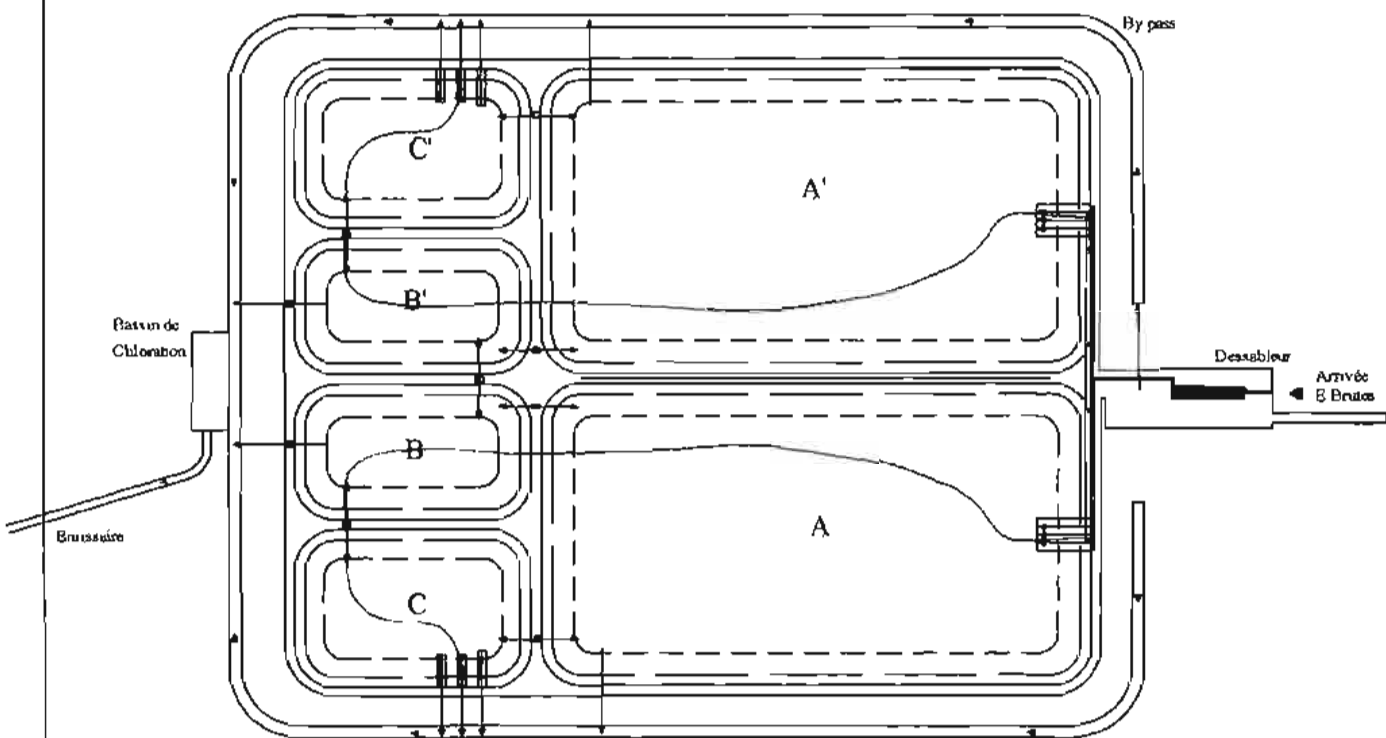
- emprise au sol : elle est importante, 1ha pour 1000 à 2000 équivalents-habitants ;
- soin apporté à la construction : digues et étanchéité bien faites qui constituent une nécessité absolue sous peine de graves ennuis à l'exploitation ;
- gros entretien irrégulier : faucardages ou désherbages chimiques annuels ou bimensuels, curages décennaux au moins ;
- fortes concentrations résiduelles (MES minimales de 40 à 50 mg. par litre) dans les conditions courants, et performance très variables selon le saison.

Pour la station d'épuration de la ville de Louga, le lagunage naturel est effectué dans six lagunes organisées en deux bassins parallèles suivant deux lignes. Les lagunes sont nommées A, B, et C pour la première ligne et A', B', et C' pour la deuxième ligne. La profondeur des lagunes A et A' est approximativement 1,8 m, des lagunes B et B' environ 1,7m et les lagunes C et C' de 1,5m. Plusieurs schémas de fonctionnement sont envisageables selon les conditions d'exploitation.

Ces divers schémas sont montrés à la figure n°10.



Fonctionnement de type B



Type A : Fonctionnement sur deux lignes en parallèle

Figure n° 10: Schémas de fonctionnement de la STEP

Les caractéristiques des six lagunes sont données par les tableaux n° 19 et n°20 :

Première ligne

Bassin	Superficie m ²	Profondeur m	Volume m ³
A	8 640	1,8	14 400
B	1 490	1,7	2 200
C	1 800	1,5	2 100
Total	11 930	-	18 700

Tableau n° 19 : Caractéristiques des bassins de la ligne n°1.

Deuxième ligne

Bassin	Superficie m ²	Profondeur m	Volume m ³
A'	8 640	1,8	14 400
B'	1 490	1,7	2 200
C'	1 800	1,5	2 100
Total	11 930	-	18 700
Total général	23 860	-	37 400

Tableau n°20 : Caractéristiques des bassins de la ligne n°2

Les détails de la géométrie des bassins sont donnés sur la figure n°11.

•

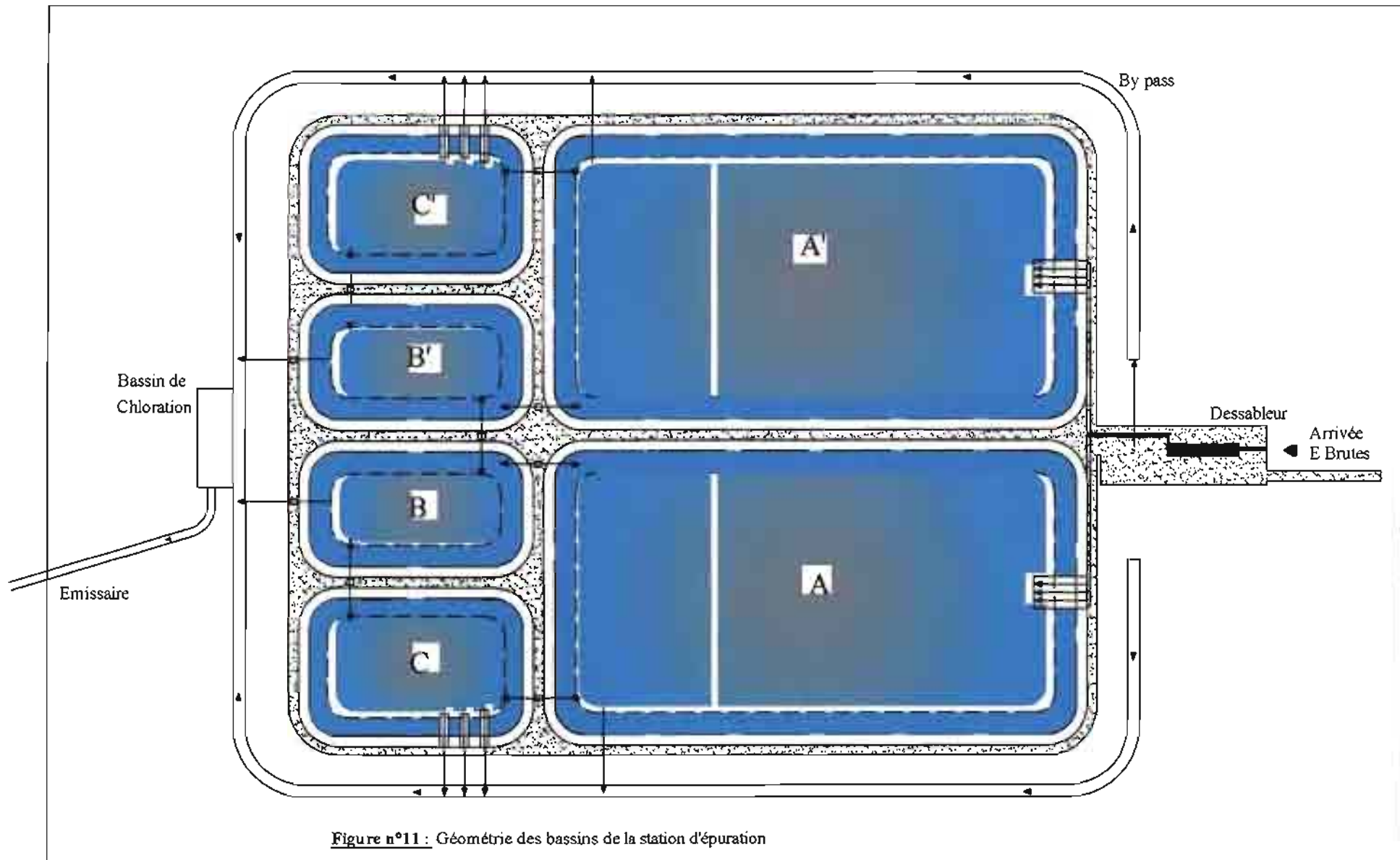


Figure n°11 : Géométrie des bassins de la station d'épuration

Les bassins A et A' et les bassins B et B' constituent les bassins d'oxydation de type facultatif. Les bassins C et C' quant à eux constituent les bassins de maturation. L'étanchéité des talus et des fonds des bassins est assurée par une membrane bitumineuse. Les crêtes de digue de ces bassins sont aussi protégées par du bitume fluxé. Cependant, il faut noter que cette protection est très dégradée et a pratiquement disparu en certains endroits.

Les eaux refoulées accèdent à l'usine par les bassins A et A'. La décharge principale d'eau traitée se fait des bassins B et B'. Les points de décharge principale sont construits pour éviter que les eaux déchargées proviennent de la couche superficielle d'eau pour ainsi assurer que des éventuelles boues flottantes ne s'échappent des bassins.

Les lagunes sont construites avec une certaine pente comme des canaux trapézoïdaux. Ainsi les talus sont réalisés avec une pente de 1/3 (un mètre de déplacement vertical sur un déplacement horizontal de trois mètres).

Il faut signaler que la station ne possède pas de lit de séchage des boues.

c) Emissaire

A la sortie du bassin de maturation, nous avons un canal en terre qui conduit l'eau jusqu'au niveau du bassin de chloration. A la sortie de ce bassin de contact vient l'émissaire. L'émissaire de la station d'épuration de Louga avoisine une centaine de mètres en dehors du périmètre de la station. Il déverse ses eaux dans un milieu qui autrefois n'était pas habité mais qui l'est actuellement. Il faut noter que les eaux traitées ne sont pas utilisées pour l'irrigation ou autre usage similaire et que la désinfection au chlore ne se fait plus.

III.2.4. Performance de la station

Durant le passage du prétraitement environ 7% du DBO5 entrant est enlevé. Si à l'entrée de la station la charge organique de dimensionnement est d'environ 500 kg/j, environ 465 kg/j resteront à l'entrée du lagunage naturel.

Dans ces conditions idéales un lagunage naturel peut enlever jusqu'à 20 g DBO5/m²/j. Le lagunage naturel de Louga avec une superficie de 23 860 m², pourrait donc enlever un maximum d'environ 480 kg DBO5/j. Le débit de dimensionnement est de 720 m³/j, ce qui donne un temps de séjour normal de 52 jours.

La station de traitement paraît donc être bien dimensionnée pour les conditions de pleine charge. On note que la charge qui était de 28 à 56 % de la charge de dimensionnement dans

les années 95 est passée à 42 à 73% en 2001, ce qui veut dire que le temps de séjour actuel est environ 75 jours au lieu de 52 jours. Un temps de séjour normal pour un système de lagunage naturel doit se trouver entre 30 et 120 jours dépendant des conditions de service. Dans un climat chaud comme celui du Sénégal, le temps de séjour nécessaire est beaucoup plus court que dans les pays froids. et pour cela des temps de séjour au dessus de 70 à 80 sont excessifs et peuvent même créer des problèmes de performances dans le traitement à la sortie de la station d'épuration.

Il faut noter que des prélèvements non réguliers effectués par l'O.N.A.S. permettent d'avoir une idée actuelle sur le rendement. En effet, le 26 mars 2004 un prélèvement a été effectué et analysé au niveau du laboratoire de l'O.N.A.S. Ces analyses ont données les résultats du Tableau n°21.

Paramètres de pollution	Eau brute	Eau traitée
MES (mg/l)	810	13
DBO5 (mg/l)	650	40
DCO (mg/l)	1 482	218
N total (mg/l)	140	6
P total (mg/l)	10	6

Tableau n°21 : Parametres de pollution de la STEP : Prélèvement du 26 mars 2004
(Source ONAS)

La comparaison avec les normes sénégalaises est donnée au Tableau n°22.

Paramètres de pollution	Eau traitée	Normes sénégalaises
MES (mg/l)	13	< 50
DBO5 (mg/l)	40	< 40
DCO (mg/l)	218	< 100
N total (mg/l)	6	< 30
P total (mg/l)	6	< 10

Tableau n°22 : Comparaison de la pollution des eaux aux normes sénégalaises

En comparant ces résultats fournis par les analyses sur l'effluent avec les normes sénégalaises NS 05-061 de juillet 2001, nous constatons que seul la DCO n'est pas vérifiée.

En effet un long séjour de l'eau dans les bassins peut entraîner une augmentation de la DCO résiduelle. Toutefois les paramètres fournis donne un niveau de traitement acceptable pour la station.

III.2.5. Principaux problèmes de la station

Dans la chaîne de prétraitement, le dessableur n'est plus fonctionnel depuis longtemps. En effet, tous les équipements mécaniques qui composent ce dessableur sont détériorés. Ce qui a comme conséquence l'arrivée de quantités non négligeables de sable dans les bassins diminuant du coup le volume de ces derniers. Ces dépôts favorisent aussi le développement des arbustes.

Le débitmètre de type Venturi installé à l'entrée du bassin de stabilisation ne mesure plus le débit de l'effluent entrant dans ces bassins alors qu'une connaissance des quantités d'eaux usées arrivant à la station permettrait de faire le choix du schéma de fonctionnement approprié.

La désinfection des eaux traitées qui devait être un impératif avant tout rejet dans le milieu extérieur ne se fait plus. Dans le bassin de chloration devant servir à cette opération, des bancs de sable et des arbustes assurent le décor.

Il est observé une dégradation des feuilles de bitumes assurant la protection des talus ce qui augmente les risques d'infiltration des eaux usées.

Une grande partie de la clôture installée autour de la station est endommagée. Ce qui fait qu'elle est accessible à bien des personnes et cela malgré la présence d'un gardien habitant les lieux. Même si la clôture autour de l'installation était réparée, la zone marécageuse se formant autour de la décharge de l'émissaire peut être source d'infections humains comme résultat avec la proximité des populations.

L'éclairage de la station fait également défaut. Parmi les vingt et un lampadaires qui sont sur place, aucun ne fonctionne. Ce défaut d'éclairage constitue un problème de sécurité majeur.

Un problème inhérent avec des systèmes de lagunages naturels est que le rendement est acceptable uniquement dans un champ très limité de charge organique et hydraulique. A des charges hydrauliques faibles comme pour cette station, la croissance d'algues va être excessive, tandis qu'à des charges hydrauliques importantes et plus élevées que le débit de dimensionnement, la réduction biologique de la pollution organique ne sera pas suffisante. La

croissance excessive d'algues aux débits faibles peut même amener des taux de DBO5 plus élevées à la sortie des lagunes qu'à l'entrée. Concernant cette station, il y a lieu d'effectuer des mesures contradictoires de la DBO5 en amont comme en aval des lagunes. Les seuls résultats fournis par le laboratoire de l'O.N.A.S. ne sont pas suffisants.

Au cas où une utilisation éventuelle des eaux usées serait prévue, la salinité des eaux usées traitées liée à l'évaporation dans les lagunes constituera un facteur limitant. Mais dans notre cas les eaux traitées ne font état d'aucune utilisation par la population.

Les conditions anaérobies dans les lagunes, et surtout dans les dernières lagunes, représentent une source indésirable d'odeurs nauséabondes et risquent aussi de transporter des boues déjà sédimentées vers la surface où elles peuvent rester flottantes et éventuellement être partiellement évacuées avec les eaux traitées sortant de l'installation. La qualité d'eaux traitées risque donc d'être dégradée non seulement par la formation excessive d'algues, mais aussi par la formation de boues flottantes et semi-flottantes dans les lagunes, due aux conditions anaérobiques.

Il faut aussi signaler qu'il n'y a pas de mesure régulière de pollution pour suivre aux détails près le rendement de la station.

Il faut noter surtout avec la pression démographique, des populations sont entrain de s'installer à moins de 30 mètres de la zone de décharge de l'émissaire. Ce qui peut constituer un danger réel pour la santé de ces populations car les eaux traitées peuvent être source de problèmes sanitaires, environnementaux si elles sont déversées dans des zones habitables.

III.3. Proposition d'un Schéma de réhabilitation

Dans l'état actuel des choses, il en résulte un faible rejet à la sortie de la station (ce qui ne constitue pas en soit un inconvénient) du fait entre autre des pertes par évaporation qui doivent être à peine inférieures aux apports. Par contre cet état de fait conduit inévitablement à un accroissement de la salinité des eaux des lagunes qui peut à terme avoir une incidence non négligeable sur les conditions de fonctionnement, et partant l'efficacité du traitement.

Cet inconvénient potentiel pourrait être évité en apportant quelques adaptations au schéma de fonctionnement des ouvrages.

Il faut accélérer et terminer les travaux de remplacement de la conduite de refoulement des eaux de Grand Louga qui rejette actuellement dans un bassin de retenue d'eaux pluviales. Car ce bassin de retenue ne peut recevoir ces eaux que pour une certaine période sans grands risques d'affecter l'environnement. Cependant, collecter les eaux usées au niveau d'une

retenue constitue un très grand risque sanitaire et environnemental. En effet, les eaux usées étant chargées, constituent un milieu très favorable à la prolifération de toute sorte de bactéries qui peuvent entraîner des maladies graves comme le paludisme, le péril fécal etc. Les odeurs provenant de ce bassin constituent une nuisance certaine.

Il devient dès lors nécessaire d'avoir une meilleure connaissance des apports effectifs. Ces derniers ne pourront être connus que par la mise en œuvre de campagnes de mesures sur l'ensemble du réseau.

Actuellement on se rend compte qu'environ 63% de la population de dimensionnement de 12000 équivalents-habitants sont connectés au réseau. On pourra donc faire fonctionner une ligne dans le traitement par exemple A – B – C.

En effet :

Le volume de bassin équivalent à une ligne est de 18 700 m³.

Actuellement la charge est de 45% à 73% de la charge de dimensionnement de 500 kg/j soit 224kg/j à 374kg/j.

Aussi la population effectivement branchée en 2002 est de 7479 habitants. Avec un rejet 60l/hbts/jour, il vient que le volume de rejet avoisine 450m³/j, ce qui donne un temps de séjour en considérant le volume d'un seul bassin de,

$$T_s = \frac{18700}{448} = 42 \text{ jours.}$$

D'autre part, on sait qu'un temps de séjour normal pour un système de lagunage naturel doit se situer entre 30 et 120 jours dépendant des conditions.

Donc on peut bien isoler une ligne en période sèche pour faire fonctionner la lagune dans des conditions voisines aux situations de dimensionnement tout en prévoyant des performances acceptables.

Le déssableur qui ne fonctionne pas constitue un problème et il faut mettre en place un nouveau déssableur car une quantité de sable au niveau des lagunes favorise la prolifération des arbustes qui peuvent à terme diminuer la capacité des lagunes et l'efficacité du traitement comme expliquée précédemment.

Depuis sa mise en place, il n'y a pas eu de curage des lagunes de la station. Donc actuellement, l'absence de déssableur dans la chaîne de traitement vient augmenter le volume de dépôt déjà très important de sable et de boues. Il faut donc effectuer un curage des bassins afin d'évacuer les boues et les sables si l'on sait que le curage devrait être effectué tous les sept (07) années de service. Ce curage peut se faire en isolant une ligne de traitement et en faisant fonctionner la station sur une seule ligne par exemple A – B – C. Ainsi après curage

de la première ligne, celle-ci pourra être ouverte et la deuxième ligne sera curée à son tour suivant le même processus. Pour ce curage, il faudra utiliser des engins mécaniques tout en mettant une attention particulière afin d'éviter de dégrader les parois et le fond du bassin. En outre il faudra faire appel à des ouvriers spécialisés pour refaire l'étanchéité après le curage des lagunes. Ce curage ne pourra se faire que durant les périodes où la station recevra le plus faible débit.

Des mesures régulières des paramètres de pollutions doivent se faire pour pouvoir suivre le rendement de la station.

La désinfection au chlore qui était de mise autrefois devrait être effectuée impérativement pour protéger les habitations environnantes.

La clôture au niveau de la station doit être réhabilitée car le contact entre les populations et cette zone est assez dangereux. Les personnes qui, actuellement entrent sans précaution et parfois sans but au niveau de la station peuvent être sujettes à des dangers dont elles n'ont aucune idée de l'ampleur. Un mur en agglomérés creux de 2m de hauteur avec un grillage en fils barbelés doit être envisagé pour la nouvelle clôture.

L'éclairage de la station d'épuration devra être rétabli vu l'investissement effectué. Actuellement, l'électricité est disponible au niveau de la station car le tableau électrique est fonctionnel. Il faut revoir donc le circuit d'alimentation des luminaires et changer les ampoules éventuellement.

Concernant les habitations autour de la station, les autorités administratives en particulier la municipalité doivent dès à présent prendre des mesures pour la mise en place d'une zone protégée et empêcher ainsi les populations de s'installer au niveau de l'exutoire de l'émissaire. Aujourd'hui, le mieux serait de déplacer certaines habitations pour prévenir des problèmes sanitaires et environnementaux.

III.4. Valorisation des produits de dépollution des eaux résiduaires

La dépollution des eaux usées donne en plus des eaux résiduaires traitées principalement des boues. De nos jours, il se pose avec acuité la nécessité d'une utilisation de ses produits. Ainsi nous proposons quelques domaines où l'utilisation de ses résidus s'avère intéressant pour les populations de Louga.

III.4.1. Réutilisation des eaux issues du traitement.

La récupération des eaux usées peut être d'une grande portée dans les pays en développement, soit parce que les approvisionnements sont limités ou tout simplement parce que les effluents traités présentent des avantages économiques. Dans ces pays, le terme "récupération des eaux usées" signifiera l'emploi d'eaux usées pour l'irrigation. Mais c'est surtout dans les régions où la pluviométrie est insuffisante que cette réutilisation est particulièrement importante. Par ailleurs, le degré d'épuration et de traitement qu'exigent des eaux données dépend de la nature de la réutilisation prévue. Pour l'irrigation par exemple, il peut suffire d'un léger traitement avec éventuellement une désinfection.

La réutilisation des effluents s'est révélée satisfaisante dans beaucoup de régions où il y a pénurie d'eau, parce qu'elle aide simultanément à ménager une ressource rare : l'eau douce, et à résoudre un problème de pollution.

Dans notre cas, l'eau traitée représente une source potentielle pour l'irrigation. Cependant, il est impératif de faire au préalable des analyses pour connaître la salinité et les concentrations des substances minérales résiduelles ; ions majeurs (chlorures, azote, phosphate, potassium entre autres). La station se trouve dans une région souffrant d'une pénurie d'eau. D'où l'intérêt de la réutilisation des eaux pour l'irrigation d'arbres fruitiers, des plantations forestières, des céréales ainsi que d'autres produits où les parties comestibles ne sont pas en contact direct avec l'eau usée traitée. Par contre, l'usage pour l'irrigation des cultures dont les produits se consomment crus comme les tomates est interdit par certains pays. Une attention particulière devra donc être portée sur les plants arrosés par ces eaux. Ainsi le tableau n°23 donne la réglementation fixée par des pays agricoles quant à l'utilisation de ces eaux.

Utilisation agricole	Californie	Israël	Afrique du Sud	République Fédérale d'Allemagne
Vergers et vignobles	Effluent primaire ; Pas d'aspersion ; Non utilisation des Fruits tombés à terre	Effluent secondaire	Effluent tertiaire si possible fortement chloré ; pas d'aspersion	Pas d'aspersion à proximité
Fourrage, plantes, textiles, cultures de semences	Effluent primaire ; Irrigation ou aspersion	Effluent secondaire, mais l'irrigation des cultures de semences de légumes comestibles interdites	Effluent tertiaire	Prétraitement par tamisage et bassin de décantation. Pour l'aspersion traitement biologique et chloration
Produits destinés à la consommation humaine et devant subir un traitement qui détruira les agents pathogènes	Pour l'irrigation, effluent primaire. Pour l'aspersion, effluent, secondaire désinfecté (pas plus de 23 coliformes pou 100 mL	Les légumes destinés à la consommation humaine ne doivent être irrigués qu'avec des eaux régénérées ayant été correctement désinfectées (<1000 coliformes pour 100 mL dans 80% des échantillons)	Effluent tertiaire	L'irrigation doit cesser 4 semaines avant la récolte.
Produits devant être consommés crus	Pou l'irrigation pas plus de 2,2 coliformes pour 100 mL. Pour l'aspersion, eau désinfectée, filtrée, avec une turbidité max. de 10 unités si elle est traitée par coagulation	Pas d'irrigation avec des eaux régénérées, sauf pour les fruits devant être pelés avant consommation		Pommes de terres et céréales : irrigation limitée à l'époque de la floraison.

Tableau n°23 : Normes existantes pour l'utilisation agricole des eaux régénérées

(Source O.M.S 1973)

Il faut signaler qu'avec la faiblesse des débits d'eaux usées arrivant à la station de dépollution de la ville de Louga, le volume des eaux ainsi traitées est relativement faible et par conséquent ne peut arroser de grandes superficies.

III.4.2. Valorisation des boues

On n'appelle communément boues d'épuration les sédiments résiduels issus du traitement des eaux. Les boues sont composées de sous-produits recueillis aux différentes étapes de la dépollution des eaux. Elles contiennent toutes sortes de matières, en suspension ou dissoutes, dont beaucoup sont fort utiles pour le milieu naturel : azote, phosphore, potassium, carbone.

La gestion des boues a été largement considérée comme un élément annexe de la dépollution des eaux. L'évolution de la philosophie qui prévaut aujourd'hui en matière d'environnement lui confère désormais une importance nouvelle.

Jusqu'à une période récente, les exigences de traitement des eaux usées n'ont imposé qu'un simple abattement du carbone. En outre les boues extraites étaient évacuées dans les décharges de proximité sans être forcément spécialisées. Désormais, les boues sont considérées comme un élément qui contribue au même titre que l'eau, à l'impact environnemental d'une usine de dépollution.

Il faut dire aussi qu'avec la dégradation de l'environnement et la raréfaction des ressources, aucune forme de valorisation des boues ne doit être négligée. Aujourd'hui la valorisation agricole des boues peut être d'un intérêt certain pour les populations de la ville. En effet la ville de Louga possède un sol constitué de sol *dioris* certes favorable au développement de la culture de l'arachide mais du fait d'une exploitation non contrôlée, (non mise en jachère des terres cultivables) ne présente plus de rendement suffisant.

Il faut noter qu'à côté de la valorisation agricole des boues, il y a une valorisation thermique de celles-ci pour la production de l'énergie et de sous-produits intéressants pour l'industrie de la construction avec l'amélioration de certaines caractéristiques des bétons.

Les boues qui proviendraient de la station d'épuration de Louga sont dites boues urbaines c'est-à-dire issues des eaux usées domestiques car la station collecte essentiellement ces rejets.

Ainsi pour la station, avec le curage préconisé, une certaine quantité de boue devra être récupérée. Nous proposons d'aménager des lits de séchage des boues avant le curage des bassins. Cet aménagement ne devrait pas avoir trop de contraintes car la station dispose de suffisamment d'espace pour accueillir ces lits.

Ce qui fait qu'avec un curage régulier des bassins, les boues pourront être récupérées afin d'effectuer leur déshydratation au niveau des lits de séchage.

L'utilisation des boues pour l'agriculture et les sols est liée au respect de plusieurs critères :

- La valeur fertilisante

La valeur fertilisante des boues permet de couvrir une partie des besoins des cultures en azote, phosphore, magnésium et calcium. Elle peut également corriger les carences en oligo-éléments (zinc, cuivre...). Cet intérêt est variable selon le pH des sols et les caractéristiques des différents types de boues.

- La valeur humique

L'apport de boues compostées contribue au maintien du stock humique des sols.

Les boues non compostées ne possèdent qu'une partie de la valeur agronomique : elles ont une valeur fertilisante, mais pratiquement pas de valeur humique. Seul le compost possède ces deux propriétés.

- La valeur neutralisante

Sur un sol acide (pH compris entre 5 et 6), l'épandage de boues chaulées permet de corriger le pH du sol.

Sur un sol basique, l'épandage de boues acides (stabilisées aux nitrates) peut constituer une bonne solution.

- La constance du produit

L'épandage étant réalisé à doses précises, il est essentiel de garantir la régulation de composition des boues pour répondre parfaitement aux besoins des cultures.

Il faut noter que l'utilisation des boues pour la fertilisation des terres agricoles n'est pas toujours compatible avec n'importe quel type de sol et n'importe quelle culture.

La mise en place des boues se fait en général par épandage.

Pour un sol donné, les quantités de boues pouvant être mises en place dépendent de la durée de l'épandage et des teneurs initiales du sol en éléments-traces métalliques. Les sols *diors* de la zone ne constituent pas d'obstacles à ce niveau.

Nous savons qu'à proximité de la station, il existe une ancienne ferme qui n'est pas fonctionnelle aujourd'hui. Mais l'utilisation des boues comme fertilisant de ces terres peut constituer de grandes économies certaines pour un éventuel repreneur de cet exploitation qui jadis constitué une structure avec beaucoup d'emplois. De même les petits exploitants agricoles installés autour de la zone peuvent faire beaucoup d'économies sur le transport en utilisant ces boues déshydratées.

L'utilisation de ces boues n'est compatible qu'avec certaines cultures. Des produits comme le maïs qui ont des besoins importants en azote peuvent constituer des cultures de choix pour l'utilisation des boues. Et aujourd'hui avec les nouvelles orientations agricoles et surtout l'option prise sur le maïs des opportunités sont ouvertes pour le développement de son exploitation dans cette zone.

L'utilisation de la boue peut aussi se faire au niveau des prairies destinées au pâturage. La région de Louga constitue une zone où l'élevage est très développé, donc l'exploitation de plantes fourragères serait d'un avantage économique certain pour le développement de ce secteur vital pour l'économie du pays en général et de la région en particulier.

Pour faciliter la lecture du diagnostic des divers éléments du réseau ainsi que les recommandations effectuées afin de rendre ce dernier plus performant, nous proposons le tableau synoptique ci-dessous. Ce tableau constitue un résumé de l'ensemble des points soulignés au cours de l'étude

Observations	Diagnostics	Recommandations
Réseau eaux usées		
Ensablement	Certains regards sans tampon Structure de certains regards détériorés	Reprendre les regards détériorés en mettant en place des regards en béton armé. Mettre en place des tampons en fonte série lourde. Curage des conduites
Dépôts solides dans les conduites	Réservoirs de chasse non fonctionnels	Remettre en état les réservoirs de chasse Curage des conduites
Faiblesse des vitesses d'écoulements	Un taux de raccordement au réseau assez faible Donc de faibles débits à véhiculer comparativement aux capacités maximales des conduites	Faciliter les modalités et conditions de raccordement des populations au réseau
Corrosion des rampes d'accès des radier des regards	Il n'existe pas de trous d'aération au niveau du réseau	Mettre en place des systèmes d'aération du réseau

Stations de relèvement		
Décantation Stagnation Odeur Attaque des ouvrages	Bâches surdimensionnées, prise en compte des taux de raccordement surestimé Fréquence de pompage trop faible Fermentation des effluents	Inciter les populations à se raccorder au réseau Diminuer la durée des cycles de pompage
Accumulation de matières solides dans les bâches	Dégrillage manuel trop difficile car situé à plusieurs mètre de profondeur ne permettant pas l'exploitation	Equiper les stations en dégrilleurs automatiques et de bacs pour recueillir les solides issus du dégrillage
Corrosions des trappes	Aération quasi nulle des bâches	Mettre en place deux événements en PVC de diamètre 150 mm
Entretien difficile des équipements	Absence de poste d'eau pour l'entretien et le nettoyage de la bêche, de la grille et des pompes.	Mettre en place un point d'eau au niveau de chaque station de relèvement.
Réseau eaux pluviales		
Stagnation des eaux de pluie au niveau de certains points bas	Nombre de grilles avaloirs existants insuffisant	Mise en place de grille au niveau de ces points bas et leur raccordement au réseau
Canaux avec batterie de grille entièrement ensablés	Beaucoup de batterie de grilles avaloirs dans une zone où les trottoirs n'occupent pas une surface importante Beaucoup de vents de sable dans la zone Balayage de la chaussée par les équipes municipales pas assez régulier	Remplacer les batteries de grilles par des grilles avaloirs simples au niveau de chaque coté de la chaussée. Construire des regards avec des décroanteurs de hauteur importante

Ensablement des conduites	Drainage de beaucoup de sable durant le ruissellement	Il faut augmenter les surfaces des trottoirs bétonnés au niveau des zones où passent les conduites Faire un curage régulier des conduites
STATION D'EPURATION		
Dépôts des retenues du dégrillage près de la station	Il n'y a pas de bac pour un stockage approprié de ces éléments solides. Un vent important pourrait les emporter jusqu'au bassin.	Il faut équiper la station de bacs spéciaux pour la récupération de ces retenus avant leur incinération.
Il est noté une quantité non négligeable de sable au niveau des bassins.	Le dessableur n'est pas fonctionnel. Tous les éléments mécaniques le composant sont détériorés	Il faut équiper la station d'un nouveau dessableur. Faire aussi le curage des bassins afin d'évacuer les boues et aussi les sables
Impossibilité d'une mesure régulière des débits entrant dans les bassins.	Actuellement le dispositif de mesure de débit de type Venturi n'est pas fonctionnel	Mettre en place un dispositif Venturi afin de maîtriser les volumes entrant dans la station pour optimiser le traitement.
Présence de beaucoup d'arbustes dans les bassins	L'accumulation de sable et la non d'extraction des boues dans les bassins	Procéder au désherbage des bassins Faire le curage des bassins suivant le modèle proposé précédemment Entretien régulier des bassins

Odeur à l'arrivée à la station	Stagnation des eaux usées dans les canalisations obstruées par des corps étrangers.	Faire le curage du réseau Contrôler les usagers pour effectuer le branchement à l'égout afin de supprimer les raccords non conformes. Réduire le temps de séjour dans les refoulements.
Détérioration de couche d'étanchéité des talus	Agressions dues à l'exposition prolongée aux rayons solaires. Agressions dues à la salinité de l'eau dans les bassins Vieillesse des matériaux	Après le curage des bassins procéder à la mise en place d'une nouvelle couche d'étanchéité en pax alu
Disparition du revêtement bitumineux de la circulation interne.	La couche de roulement a complètement disparue sous l'effet de la pluie et du temps.	Procéder à la remise en état des voies de circulation par la mise en place d'une nouvelle couche de roulement en monocouche
Eau épurée opalescente	Masse trop importante de boues Pollution organique	Diminuer le temps de séjour dans les bassins Minimiser les quantités de boues dans les bassins
Eau traitée non désinfectée	Le bassin de chloration renferme beaucoup d'arbustes	Désherbage du bassin Approvisionnement régulier en produits désinfectants (Chlore)
Mesure de débit aval néant	Aucun dispositif de mesure du débit à l'aval n'a été installé	Mettre en place un débitmètre à la sortie du bassin de contact afin d'évaluer les volumes rejetés

Obstruction de l'émissaire par les arbustes	L'émissaire est constitué d'un canal en terre contenant beaucoup de sable	Faucardage des herbes.
Défaut d'éclairage de la station	Aucun des 21 lampadaires installés ne fonctionne	Reprendre le circuit d'alimentation de ces lampadaires. Mettre en places une ampoule au niveau de chaque lampadaire
Equipements accessibles à toute personne	Une grande partie de la clôture en grillage fait défaut.	Mettre en place un mur de clôture en maçonnerie de hauteur 2m
Aucune utilisation des boues des lagunes	Absence de lits de séchage des boues	Construire des lits de séchage pour la valorisation des boues pour l'agriculture
Suivi non régulier des performances de la station	Manque d'équipements pour l'entretien Les rares analyses des eaux se font à Dakar.	Construction d'un local d'exploitation comprenant une salle de laboratoire et une salle d'entreposage du matériel d'entretien.

Tableau n°24 : Diagnostics et Recommandations sur les composantes du réseau

TROISIEME PARTIE : MISE EN PLACE D'UN SYSTEME D'INFORMATIONS GEOGRAPHIQUES

Cette partie consistera à donner quelques éléments explicatifs sur les SIG et aussi une présentation du logiciel utilisé.

C'est ainsi que Arcview a été choisi parmi les logiciels développés car adapté à notre étude et aussi plus accessible pour nous.

De même le modèle conceptuel de données sera présenté ainsi que la conception de notre S.I.G.

Chapitre I : GENERALITES SUR LES S.I.G.

I.1. Définition

L'ampleur des bouleversements qui caractérisent notre époque marquera sans doute l'histoire de l'humanité d'une façon aussi déterminante que la révolution industrielle. Plusieurs facteurs comme la mondialisation des communications, la globalisation des échanges et la diffusion des technologies de l'information se sont conjugués en un temps relativement court pour former une synergie de facteurs qui bouleversent toutes les dimensions de la vie sociale, politique et scientifique.

Cette accélération des rythmes économiques et sociaux pose des défis pour les analystes. Il convient dès lors de s'adapter à une pareille situation vue la complexité de la prise de décision, ce qui bien évidemment crée un besoin d'outils analytiques bien adaptés.

Ce contexte, allié à des progrès majeurs dans le domaine de la micro-électronique a fait germer, puis fleurir un nouveau domaine des connaissances qui s'intéressent à l'étude des Systèmes d'Informations Géographiques.

Selon les auteurs et les domaines d'application, il existe un certain nombre de définition des SIG parmi les quelles :

- Celle de Thériault, 1992 : les SIG sont un ensemble de principes, de méthodes, d'instruments et de données à référence spatiale utilisés pour saisir, conserver, transformer, analyser, modéliser, simuler et cartographier les phénomènes et les

processus distribués dans l'espace géographique. Les données sont analysées afin de produire l'information nécessaire pour aider les décideurs.

- Celle de Ozemoy, 1981 : un ensemble de procédures informatisées qui offrent aux professionnels des fonctions adaptées pour le stockage, l'extraction, le traitement et l'affichage des données à référence spatiale.
- Celle de Burrough, 1986 : Un ensemble puissant d'outils pour saisir, conserver, extraire, transmettre et afficher les données spatiales décrivant le monde réel.

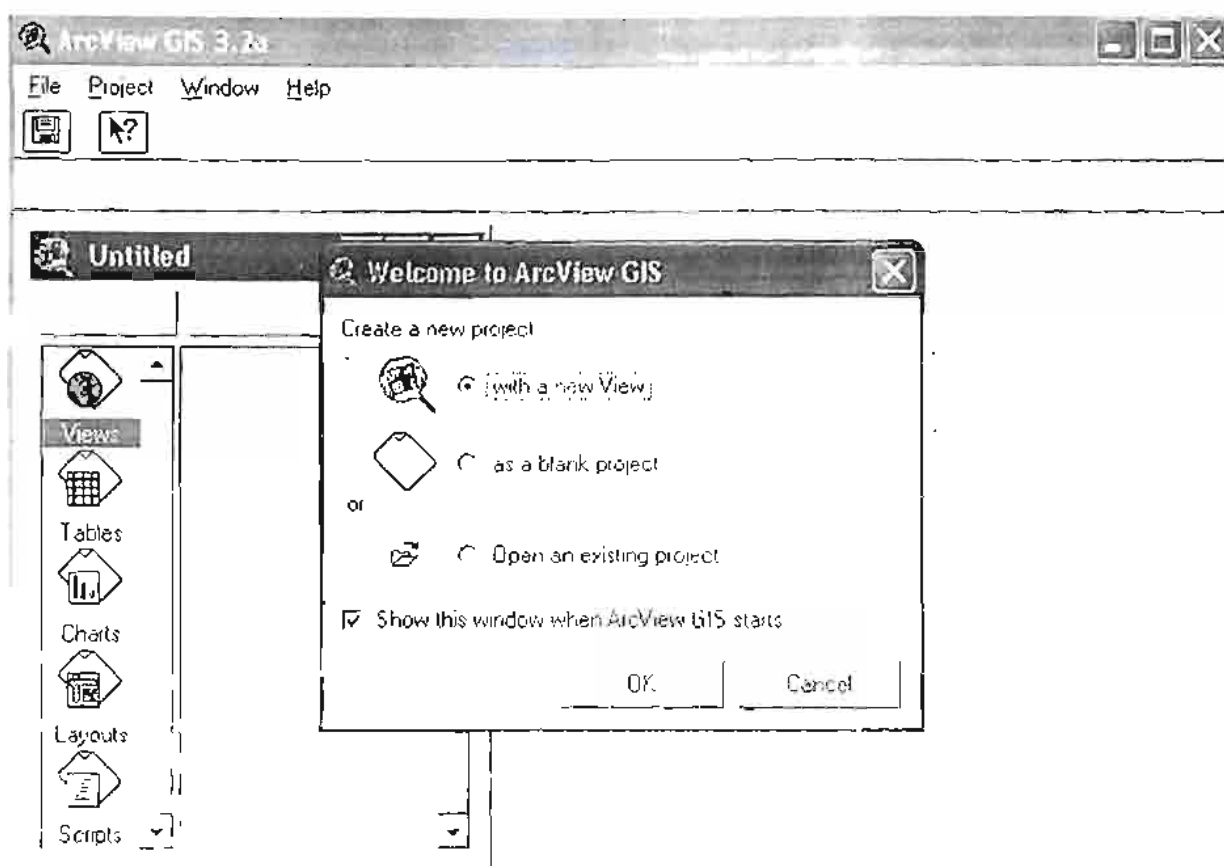
Ainsi, le SIG ne se résume pas seulement en une simple accumulation de données graphiques (plans topographiques numérisés ou cadastre digitalisés).

Pour une collectivité plusieurs arguments peuvent être avancés pour montrer l'intérêt d'un SIG :

- Améliore le service aux usagers en réduisant les délais d'études, de prise de décision et d'obtention de documents ;
- Connaître précisément le patrimoine de la collectivité pour éclairer en temps réel les choix et les décisions ;
- Croiser les informations géographiques, économiques et sociales dans un référentiel commun pour permettre des analyses et visualiser les phénomènes ;
- Editer des cartes d'aide à la décision tels que : état de la voirie, état du réseau d'assainissement, évolution des constructions individuelles des dernières années, caractéristiques des aquifères dans une zone déterminée etc... ;
- Aider le travail des techniciens et des intervenants dans la gestion et l'aménagement de l'espace ;
- Moderniser la gestion en permettant à la collectivité d'accéder aux nouvelles technologies d'informations et de communications (NTIC).

Le S.I.G. que nous développerons, va intégrer l'ensemble de ces facteurs cités plus haut dans la gestion de l'assainissement des eaux usées et pluviales de la ville.

I.2. Le SIG Arcview



Le SIG bureautique Arcview s'est depuis plusieurs années imposé comme standard des SIG bureautiques. Diffusé aujourd'hui à plus de 600 000 exemplaires dans le monde, il est utilisé dans une très large variété de secteurs d'activité. Développé par Environmental Systems Research Institute (ESRI), les créateurs d'ARC/INFO, il se consacre depuis plus de vingt ans à apporter des solutions géomatiques à tous ceux qui cherchent à résoudre des problèmes d'ordre spatial.

Outil puissant permettant de visualiser, explorer, interroger et analyser des données géographiques, il permet de manipuler les données de manière totalement différente.

I.2.1. Vues (Views)

Avec Arcview, nous travaillerons avec des données géographiques dans des cartes interactives appelées vues. Chaque vue possède une « table des matières » géographiques propre à Arcview, pour comprendre et contrôler facilement ce qui s'affiche.

I.2.2. Tables

Lorsque nous travaillons avec des données tabulaires dans des tables d'Arcview, il nous est possible de cliquer sur des entités d'une vue pour que leurs enregistrements se mettent en surbrillance dans la table, nous montrant leurs attributs. Il suffit également de sélectionner des enregistrements de la table pour que les entités qu'ils représentent se mettent en surbrillance sur la vue. Les tables d'Arcview proposent également tout un éventail de fonctions permettant d'obtenir des récapitulatives statistiques, d'effectuer des tris et de soumettre des requêtes.

I.2.3. Diagrammes (charts)

Les diagrammes d'Arcview constituent une option de visualisation de graphiques et de données puissantes, totalement intégrée dans l'environnement d'Arcview. Il suffit tout simplement de cliquer sur les entités d'une vue pour les ajouter au diagramme. Arcview nous permet de travailler simultanément avec des diagrammes, des représentations géographiques et tabulaires de nos données.

I.2.4. Mises en page (layouts)

Les mises en page d'Arcview nous permettent de créer des cartes, en organisant les divers éléments graphiques sur l'écran selon l'utilisateur. Les mises en page sont intelligentes car elles disposent d'une liaison active aux données qu'elles représentent.

I.2.5. Scripts

Les scripts d'Arcview sont des macros écrites dans Avenue, le langage de programmation et l'environnement de développement d'Arcview. Avec Avenue, nous pouvons personnaliser presque tout aspect d'Arcview, depuis l'ajout d'un nouveau bouton pour exécuter un script que nous rédigeons, jusqu'à la création d'une application entièrement personnalisée que nous distribuons.

I.2.6. Projets

Tous les composants de notre session Arcview à savoir les vues, tables, diagrammes, mises en page et scripts sont stockés dans un fichier appelé projet. La fenêtre du projet d'Arcview nous montre le contenu de notre projet et facilite la gestion de tout notre travail.

Chapitre II : CONCEPTION DU S.I.G.

II.1. Le modèle conceptuel de données

Le modèle conceptuel de données (MCD) a pour but d'écrire de façon formelle les données qui seront utilisées par le système d'information. C'est un formalisme permettant de décrire les données intervenant dans un SI et les liens existant entre ces informations de façon claire, simple, complète et sans ambiguïté. Les formalismes utilisés se situent délibérément en dehors de considérations techniques de stockage informatique des données. En effet, il faut distinguer la formalisation des données mémorisées dans la base de donnée d'information (aspect statique) et celle des traitements réalisés par le processeur d'information (aspect dynamique).

La formalisation du MCD requiert certains concepts de base :

Entité : une entité est la représentation d'un élément matériel ou immatériel ayant un rôle dans le système que l'on désire décrire. Dans notre système par exemple conduites et regards sont des entités.

Relation : une relation (appelée aussi parfois association) représente les liens sémantiques qui peuvent exister entre plusieurs entités.

Propriété : une propriété est une rubrique attribut d'une entité ou d'une relation.

Type : un type est un ensemble d'éléments ayant les mêmes caractéristiques.

Occurrence : une occurrence est un élément particulier appartenant à cet ensemble.

Entité type : une entité type est une entité particulière appartenant à ce type.

Occurrence d'entité type : c'est une classe d'entités particulières ayant des propriétés analogues

Relation type : c'est une association entre plusieurs entités-types qui participent à cette relation.

Totalité / partialité : une relation mettant en jeu les entités X et Y est dite :

Totale : si aucune occurrence de X et aucune occurrence de Y ne peuvent exister sans participer à une occurrence de la relation

Partielle : si certaines occurrences de X ou certaines occurrences de Y peuvent n'être impliquées dans aucune occurrence de la relation.

Cardinalités : la cardinalité minimum d'une relation est le nombre minimum de fois où chaque occurrence d'une entité-type peut participer à la relation-type. La cardinalité maximum d'une relation est le nombre maximum de fois où chaque occurrence d'une entité type peut participer à la relation-type.

La figure n°12 représente un exemple de modèle conceptuel de données pour notre réseau d'association.

FIGURE N°12

II.2. Conception du SIG

D'abord la carte de la ville de Louga obtenue sous format dxf est rattachée au système de coordonnées UTM (Universal Transverse Mercator) par géoréférentiel c'est-à-dire l'attribution de coordonnées d'un système de référence géographique à des points (lignes, polygone).

Les coordonnées des différents regards pour les réseaux ont été obtenues par les documents et par les levés. La matérialisation des positions des regards se fera par l'ajout de thèmes de localisation. Nous aurons trois thèmes de localisation : un pour le réseau d'évacuation des eaux pluviales du centre ville, un pour le réseau d'évacuation des eaux usées pour le centre ville et un autre pour le réseau de Grand Louga.

Les tables Excel contenant les caractéristiques des regards pour chacun de ces trois réseaux sont enregistrées sous format txt.

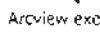
Après l'ouverture de Arcview et la création d'un projet dénommé Assainissement Louga, les extensions Cad Reader, CADR Image Support sont activées, ensuite nous ajoutons la vue correspondante à la carte de la ville de format dxf. Cette vue est ensuite enregistrée sous forme de thème avec donc une extension shp. Nous choisissons d'appeler une table pour prendre les fichiers des caractéristiques des regards sous format txt pour les trois réseaux déjà définis. Ensuite au niveau de la vue nous ajoutons un thème de localisation et nous choisissons ces tables donnant les positions et les caractéristiques des différents regards

Concernant les conduites, elles ne seront pas obtenues par l'ajout de thèmes de localisation mais plutôt par la création d'un nouveau thème avec des entités lignes. Les conduites seront d'abord tracées entre les regards ce qui crée automatiquement une table ayant pour champ conduite. Au niveau de cette table sommaire, l'ensemble des champs donnant les caractéristiques des conduites sera ajouté de même que les enregistrements pour chaque conduite.

Pour obtenir des informations sur les conduites ou sur les regards, on met en relief le thème qui lui correspond et après avoir choisi l'icône, on clique sur l'élément à identifier.

II.3. Procédure d'utilisation du SIG



Pour lancer Arcview sur un ordinateur, cliquer sur  dans la fenêtre Program.

Lorsque Arcview est lancé initialement, une nouvelle fenêtre de projet sans nom ("Untitled") est ouverte. Cette fenêtre comprend plusieurs icônes, intitulés "Views", "Tables", "Charts",

"**Layouts**" et "**Scripts**" décrits précédemment. C'est la fenêtre principale du projet, qui permet de créer de nouvelles vues, de nouveaux graphiques, etc. et d'ouvrir d'anciennes vues qui sont déjà créées.

Sur le Compact Disc (C.D.) fourni, toutes les procédures de requêtes à formuler pour rechercher une information sur le réseau y sont consignées en format texte de même que le document Arcview avec toutes ses composantes.

CONCLUSION ET RECOMMANDATIONS

La ville de Louga à l'image de certaines agglomérations du Sénégal possède un réseau d'assainissement de type séparatif couvrant le centre ville et le quartier Grand Louga. La maîtrise de ce réseau construit par les italiens dans les années 76 cause de sérieux problèmes pour les services concernés. Ces problèmes ont pour nom entre autres, absence de données et de moyens.

Au terme de cette étude diagnostique, il peut être affirmé que la plupart des caractéristiques et des maux de ce réseau ont été évoqués. En effet, les débits d'exploitation sur les différents collecteurs ainsi connus, il devient plus facile de connaître le potentiel de raccords restants du réseau d'eaux usées. Un plan d'ensemble du réseau reconstitué, plan de récolement, permettra sans nul doute une maîtrise plus rationnelle des interventions à effectuer sur celui-ci.

Il ressort de cette étude que :

- les autorités de la ville de même que l'ONAS devraient mener une politique d'incitation des populations au raccordement. Ceci dans un souci de favoriser l'autocurage des conduites mais aussi et surtout pour lutter contre certaines maladies dues aux insuffisances hygiéniques comme le péril fécal. Le curage des canaux devient de même un impératif malgré le débit transité ; l'accumulation dans le temps de matières solides dans les conduites entraînera des moyens importants pour leur évacuation et pallier l'absence de réservoirs de chasse ;

- des mesures de sécurisations et d'entretien courant de la station d'épuration doivent être menées de même que des analyses de l'effluent contradictoires à celles effectuées par l'ONAS afin de juger du potentiel de nuisibilité de la faible quantité d'eaux usées traitées rejetées dans la nature. Des campagnes d'élimination de moustiques doivent être effectuées pour protéger la population environnante du paludisme même si ces dernières ne devraient pas habiter les lieux et leur délocalisation s'avère nécessaire.

- pour les eaux pluviales, il importe de procéder à des études d'extension du réseau vu l'imperméabilisation croissante du sol. Aussi pour ce réseau, il sera plus indiqué de réaliser des trottoirs aux droits des grilles avaloirs pour diminuer l'arrivée de sables et de matières solides dans le réseau.

La municipalité doit agir à ce que l'ONAS remplace la conduite de refoulement des eaux du quartier Grand Louga et cela sans délai car l'exutoire de ces eaux constitue un risque potentiel d'infection pour la population.

L'étude est complétée par un système d'information géographique sur Arcview pour une maîtrise en temps réel du fonctionnement du réseau mais aussi une programmation efficace des interventions et des extensions futures sur ce dernier.

Il convient de noter que ce rapport est quelque fois limité du fait des hypothèses de calculs utilisées à cause de l'absence de données plus précises sur le réseau et de plans de récolement. En définitif, ce projet de fin d'études nous a été d'un intérêt certain. Il nous aura permis d'approfondir nos connaissances en assainissement des eaux usées et pluviales, de maîtriser de nouveaux logiciels qui nous seront très utiles dans notre vie professionnelle. Nos attentes sur ce projet ont été largement atteintes.

Cependant, il nous incombe de donner ci-dessous des recommandations dans la suite de cette étude :

- sensibiliser la population sur les risques encourus en s'installant sur l'exutoire des eaux traitées ;
- effectuer le curage des conduites pour faciliter l'écoulement des eaux résiduaires;
- construire un local le plus rapidement possible au niveau de la station pour une suivie plus régulière des performances de la station d'épuration ;
- désigner des responsables au niveau de la commune qui seront chargés de la maîtrise du fonctionnement du réseau avec le logiciel Arcview ;
- inciter la population à se raccorder davantage sur le réseau ;
- procéder à des mesures de débit sur des points convenablement choisis pour connaître les quantités réellement transitées par le réseau et arrivant à la station d'épuration ;
- ressortir les plans d'assainissement des eaux pluviales du quartier Grand Louga pour compléter les plans fournis par l'étude.

BIBLIOGRAPHIE

- [1] TOURE, Cheikh. *Traitement des eaux*, Ecole polytechnique de Thiès, 1986, 138 p.
- [2] Arlon .Proceedings of interuniversity seminar 16-19 november 1987. *Epuraton des eaux usées par lagunage naturel et lagunage aéré*, Editor : VANDER BORGHT P., VASEL J-L. 133 p.
- [3] Satin. Marc et Selmi, Béchir. *Guide technique de l'assainissement*. 2^{ème} édition, Le Moniteur, Paris, 1999, 670 p.
- [4] FOFANA, B , KANDE, M., TOURE, S. *Projet de fin d'études : Réseau d'évacuation des eaux usées du campus pédagogique de l'U.C.A.D - Reconstitution et Conception d'un S.I.G*. 2004, 53 p.
- [5] OKUN, D.A. et PONGHIS, G. *Collecte et évacuation des eaux usées des collectivités*. Organisation Mondiale de la santé, 1976, 315 p
- [6] Association amicale des ingénieurs anciens élèves de l'École Nationale des Ponts et Chaussées *Evacuation des eaux pluviales urbaines*. 1978. 166 p.
- [7] BRIERE, François. *Distribution et collecte des eaux*. Éditions de l'École Polytechnique de Montréal, 1997, 365 p.
- [8] GAYE, C. M., MBAYE, C. *Projet de fin d'études . Conception d'un réseau d'assainissement pour la ville de Touba*, 2003. 107 p.
- [9] TALL. P.S., SY, Silman. *Projet de fin d'études . Etude de réhabilitation de la Station d'épuration de Saly*, 2003, 139 p.
- [10] Institut Africain de Gestion Urbaine (I.A.G.U.) : *Profil environnemental de la ville de Louga*. Centre des Nations Unies pour les Etablissements Humains (C.N.U.E.H.). Janvier 2002, 86 p.
- [11] Direction de l'Hydraulique et de l'Assainissement *Programme de rentabilisation, de réhabilitation et de renforcement des installations d'assainissement, KAOLACK, LOUGA & SALY-PORTUDAË : Etude diagnostique*, Mars, 1995, 63 p.
- [12] Office Nationale de l'Assainissement du Sénégal. *Rapport sur la stratégie nationale de l'Assainissement au Sénégal*, Novembre 1998, 32 p.
- [13] Office Nationale de l'Assainissement du Sénégal *Note d'information sur les projets d'assainissement des centres secondaires du Sénégal*, Novembre 2002, 18 p.
- [14] OTV- Ouvrage Collectif. *Traiter et valoriser les boues*, infinités communication, 1997. 457 p.

- [15] DIAW, El Hadji Bamba. *Notes de Cours d'hydraulique générale*, Ecole Supérieure Polytechnique Thiès, 2001.
- [16] DIALLO, M. Lamine. *Note des Cours d'écoulement à surface libre*, Ecole Supérieure Polytechnique Thiès, 2003.
- [17] SARR, Amadou. *Note des Cours d'hydrologie*, Ecole Supérieure Polytechnique Thiès, 2003.
- [18] TAMBA, Sèni. *Notes de Cours d'hydraulique urbaine*. Ecole Supérieure Polytechnique Thiès, 2001.
- [19] NDOYE, Seyni. *Notes de Cours d'hydraulique urbaine*, Ecole Supérieure Polytechnique Thiès, 2004.
- [20] VALIRON, F. *Gestion des eaux : alimentation en eau -- assainissement*, Cours de l'École Nationale des Ponts et Chaussées, 1989.
- [21] Direction de l'Assainissement. *Louga : Assainissement Eaux Usées et Eaux Pluviales*. ITALCONSULT, Rome, Avril 1979.

ANNEXES :

Annexe n°1 : Tableaux des regards

Annexe n°2 : Tableaux des conduites

Annexe n°3 : Photographies de la STEP

Annexe n°1 : Tableaux des regards

Eaux Pluviales Centre Ville

Regard s	Coordonnées X	Coordonnées Y	Distance partielle (m)	Distance cumulée (m)	Cote TN (m)	Cote Radier (m)	Profondeur (m)
R ₁	203 437,617	502 736,970			36,70	34,63	2,07
			42	42			
R ₂	203 395,924	502 742,041			35,00	34,49	1,51
			52	94			
R ₃	203 344,304	502 742,320			35,95	34,32	1,63
			51	145			
R ₄	203 293,677	502 754,478			35,70	34,15	1,55
			43	188			
R ₅	203 274,992	502 792,422			35,80	34,00	1,80
			45	233			
R ₆	203 255,458	502 832,951			35,90	33,85	2,05
			25	258			
R ₇	203 244,574	502 855,467			35,75	33,77	1,98
			35	293			
R ₈	203 229,365	502 886,990			35,40	33,65	1,75
			8	301			
R ₉	203 234,381	502 893,221			35,40	33,63	1,77
						32,43	2,97
			36	337			
R ₁₀	203 267,406	502 908,354			35,70	32,34	3,36
			40	377			
R ₁₁	203 252,724	502 945,562			35,40	32,23	3,17
			40	417			
R ₁₂	203 238,043	502 982,770			35,30	32,06	3,24
			37	454			
R ₁₃	203 224,462	503 018,710			35,20	31,91	3,29
			50	504			
R ₁₄	203 268,375	503 041,097			35,00	31,70	3,30
			35	539			
R ₁₅	203 299,644	503 056,823			35,15	31,55	3,60
			37	576			
R ₁₆	203 337,028	503 051,149			35,80	31,40	4,40
			13	589			
R ₁₇	203 337,028	503 064,149			36,10	31,34	4,76
			22,5	611,5			
R ₁₈	203 337,028	503 086,649			36,10	31,32	4,78

Tableau 3 : Tronçon I

Regards	Coordonnées X	Coordonnées Y	Distance partielle (m)	Distance cumulée (m)	Cote TN (m)	Cote Radier (m)	Profondeur (m)
R ₁	203 071,144	502 599,852			34,80	33,81	0,99
			60	60			
R ₂	203 076,076	502 659,649	50	110	34,90	33,63	1,27
R ₃	203 126,622	502 653,647	38	148	35,20	33,49	1,71
R ₄	203 131,989	502 691,266	38	186	34,30	33,38	0,92
R ₅	203 137,356	502 728,885	35	221	34,40	33,27	1,13
R ₆	203 142,299	502 763,534	35	256	34,90	33,17	1,73
R ₇	203 147,242	502 798,183			35,50	33,07	2,43
			50	306		32,86	2,64
R ₈	203 154,304	502 847,682	46	352	35,50	32,73	2,77
R ₉	203 160,533	502 893,236	46	398	35,60	32,62	2,98
R ₁₀	203 209,679	502 836,246	26	424	35,10	32,50	2,60
R ₁₁	203 234,381	502 893,223			35,40	32,43	2,97

Tableau 4 : Tronçon I.1

Regards	Coordonnées X	Coordonnées Y	Distance partielle (m)	Distance cumulée (m)	Cote TN (m)	Cote Radier (m)	Profondeur (m)
R ₁	203 004,979	502 816,703			35	33,5	1,50
			50	50			
R ₂	203 055,061	502 809,679	47	97	35,3	33,28	2,02
R ₃	203 099,621	502 804,123	48	145	35,7	33,08	2,62
R ₄	203 147,242	502 798,183			35,5	32,87	2,63

Tableau 5 : Tronçon I.1.1

Regards	Coordonnées X	Coordonnées Y	Distance partielle (m)	Distance cumulée (m)	Cote TN (m)	Cote Radier (m)	Profondeur (m)
R ₁	203 038,661	503 103,798			38,10	35,73	2,37
R ₂	203 081,286	503 098,136	43	43	37,60	35,31	2,29
R ₃	203 123,912	503 092,474	43	86	36,80	34,88	1,92
R ₄	203 166,538	503 086,812	43	129	35,80	34,45	1,35
R ₅	203 209,267	503 081,933	43	172	35,50	34,02	1,48
						33,92	1,58
R ₆	203 246,830	503 076,147	38	210	35,40	33,71	1,69
R ₇	203 284,564	503 071,658	38	248	35,30	33,50	1,80
R ₈	203 316,213	503 066,931	32	280	35,40	33,32	2,08
						32,28	3,12
R ₉	203 337,028	503 064,148	21	301	36,10	32,25	3,85

Tableau 6 : Tronçon 1.2

Regards	Coordonnées X	Coordonnées Y	Distance partielle (m)	Distance cumulée (m)	Cote TN (m)	Cote Radier (m)	Profondeur (m)
R ₁	203 450,896	502 898,238			36,30	34,07	2,23
R ₂	203 416,242	502 902,610	35	35	36,40	33,89	2,51
R ₃	203 381,521	502 907,026	35	70	36,50	33,72	2,78
R ₄	203 346,521	502 911,407	35	105	36,10	33,54	2,56
R ₅	203 391,797	502 915,788	35	140	36,00	33,37	2,63
R ₆	203 298,348	502 966,019	52	192	35,70	33,11	2,59
R ₇	203 252,724	502 945,562	50	242	35,40	32,86	2,54

Tableau 7 : Tronçon 1.3

Regards	Coordonnées X	Coordonnées Y	Distance partielle (m)	Distance cumulée (m)	Cote TN (m)	Cote Radier (m)	Profondeur (m)
R ₁	203 337,028	503 086,149	36	36	36,10	33,40	2,70
R ₂	203 309,603	503 076,775	33	69	35,30	33,50	1,80
R ₃	203 276,473	503 080,515	42	111	35,30	33,59	1,71
R ₄	203 281,958	503 122,155	33	144	35,20	33,70	1,50
R ₅	203 286,270	503 154,898	50	194	35,20	33,79	1,41
R ₆	203 292,877	503 205,056	20	214	35,50	33,93	1,57
R ₇	203 295,431	503 224,450	34	248	35,80	34,29	1,51
R ₈	203 299,873	503 258,171	40	288	36,50	34,91	1,59
R ₉	203 305,096	503 297,828	48	336	37,60	35,63	1,97
R ₁₀	203 311,364	503 345,417	34	370	38,00	36,50 35,33	1,50 2,67
R ₁₁	203 315,804	503 379,126	38	408	37,50	35,28	2,22
R ₁₂	203 320,766	503 416,801	38	446	36,80	35,21	1,59
R ₁₃	203 325,730	503 454,486	58	504	36,50	35,14	1,36
R ₁₄	203 333,304	503 511,989	60	564	36,40	34,97	1,43
R ₁₅	203 341,139	503 571,475	50	614	36,60	34,74	1,86
R ₁₆	203 391,012	503 567,913	53	667	36,00	34,50	1,50
R ₁₇	203 443,702	503 562,193	10	677	34,65	34,41	0,24
R ₁₈	203 452,426	503 567,082	38	715	34,90	34,39	0,51
R ₁₉	203 457,340	503 604,763	37	752	35,05	34,32	0,73
R ₂₀	203 462,125	503 641,452	40	792	35,50	34,26	1,24
R ₂₁	203 467,301	503 681,139			35,80	34,19	1,61

R ₂₂	203 475,524	503 699,370	20	812	35,10	34,15	0,95
R ₂₃	203 496,494	503 745,860	51	863	35,00	34,06	0,94
R ₂₄	203 513,230	503 789,614	48	911	35,00	33,98	1,02
R ₂₅	203 539,256	503 840,662	56	967	34,90	33,88	1,02
R ₂₆	203 572,451	503 872,507	46	1013	35,00	33,80	1,20
R ₂₇	203 633,068	503 930,658	44	1057	34,80	33,72	1,08
R ₂₈			40	1097	34,10	33,65	0,45

Tableau 7 : Tronçon 5

Regards	Coordonnées X	Coordonnées Y	Distance partielle (m)	Distance cumulée (m)	Cote TN (m)	Cote Radier (m)	Profondeur (m)
R ₁	203 844,908	502 996,706			35,00	33,85	1,15
R ₂	203 882,577	502 991,702	38	38	35,50	33,72	1,78
R ₃	203 920,246	502 986,699	38	76	35,70	33,58	2,12
R ₄	203 925,087	503 021,363	35	111	35,40	33,46	1,94
R ₅	203 929,927	503 056,000	35	146	35,15	33,34	1,81
R ₆	203 934,906	503 091,080	36	182	35,10	33,21	1,89
R ₇	203 939,885	503 122,334	36	218	35,25	33,09	2,16
R ₈	203 945,002	503 163,979	37	255	35,50	32,96	2,54
R ₉	203 950,119	503 200,626	37	292	35,20	32,83	2,37
R ₁₀	203 955,098	503 236,277	36	328	35,00	32,70	2,30
R ₁₁	203 960,076	503 271,931	36	364	34,70	32,58	2,12
R ₁₂	203 965,608	503 311,547	40	404	35,25	32,44	2,81

R ₁₃	203 971,230	503 351,150	40	444	35,80	32,30 32,09	3,50 3,71
R ₁₄	203 976,672	503 390,778	40	484	34,40	32,00	2,40
R ₁₅	204 007,507	503 416,258	40	524	34,30	31,91	2,39
R ₁₆	204 038,342	503 441,738	40	564	34,50	31,81	2,69
R ₁₇	204 076,885	503 473,587	50	614	34,20	31,70	2,50
R ₁₈	204 086,760	503 472,012	40	654	33,80	31,60	2,20
R ₁₉	204 090,710	503 471,381	10	664	33,60	31,59	2,01
R ₂₀	204 122,255	503 466,345	36	700	34,00	31,57	2,43
R ₂₁	204 161,754	503 436,039	40	740	34,90	31,54	3,36
R ₂₂	204 211,129	503 452,157	50	790	34,50	31,50	3,00
R ₂₃	204 238,779	503 447,743	26	816	34,00	31,49	2,51
R ₂₄	204 269,392	503 442,856	31	847	33,90	31,46	2,44
R ₂₅	204 328,641	503 433,397	60	907	33,00	31,42	1,58
R ₂₆	204 348,391	503 430,245	20	927	32,50	31,41	1,09
R ₂₇	204 372,178	503 427,051	24	951	33,00	31,39	1,61
R ₂₈	204 402,691	503 421,576	31	982	32,50	31,37	1,13
R ₂₉	204 430,340	503 417,162	28	1010	32,00	31,35	0,65
R ₃₀	204 456,015	503 413,064	28	1036	31,50	31,33	0,17

Tableau 8 : Tronçon 6

Regards	Coordonnées X	Coordonnées Y	Distance partielle (m)	Distance cumulée (m)	Cote TN (m)	Cote Radier (m)	Profondeur (m)
R ₁	203 775,923	503 387,465	35	35	34,40	33,22	1,18
R ₂	203 810,666	503 383,229	35	70	34,40	33,10	1,30
R ₃	203 845,409	503 378,994	35	105	35,70	32,97	2,73
R ₄	203 880,152	503 374,758	35	140	36,90	32,85	4,05
R ₅	203 914,894	503 370,523	35	175	37,70	32,73	4,97
R ₆	203 949,589	503 365,911	36	211	36,75	32,71	4,04
R ₇	203 976,672	503 390,778			35,80	32,48	3,32

Tableau 9 : Tronçon 6 l

Regards	Coordonnées X	Coordonnées Y	Distance partielle (m)	Distance cumulée (m)	Cote TN. (m)	Cote Radier (m)	Profondeur (m)
R ₁	203 611,618	503 027,693	50	50	38,40	36,34	2,06
R ₂	203 562,054	503 034,277	45	95	37,70	36,03	1,67
R ₃	203 517,445	503 040,202	40	135	37,40	35,74	1,66
R ₄	203 477,794	503 045,469	45	180	37,70	35,48	2,22
R ₅	203 433,185	503 051,394	45	225	38,10	35,19	2,91
R ₆	203 388,577	503 057,319	52	277	37,00	34,74	2,26
R ₇	203 337,028	503 064,149			36,10	34,20	1,90

Tableau 10 : Tronçon 7

Regards	Coordonnées X	Coordonnées Y	Distance partielle (m)	Distance cumulée (m)	Cote TN (m)	Cote Radier (m)	Profondeur (m)
R ₁	203 416 590	503 271 654	32	32	38 50	34 82	1 58
R ₂	203 412 447	503 239 824	32	64	38 40	34 39	2 01
R ₃	203 408 303	503 208 193	36	100	38 55	34 16	2 35
R ₄	203 372 606	503 212 854	36	136	35 50	33 68	1 82
R ₅	203 336 909	503 217 618	41	177	35 00	32 61	1 39
R ₆	203 325 744	503 138 279	41	218	34 80	32 41	1 39
R ₇	203 320 978	502 101 655	38	253	34 90	33 21	1 69
R ₈	203 316 212	503 060 937	35	288	32 20	31 03	2 17
						32 44	2 76
R ₉					35 30	32 30	3 00

Tableau 11 : Tronçon 11

Eaux Usées Centre Ville

N° Regard	Coordonnée X en (m)	Coordonnée Y en (m)	Distance en (m)	Distance cumul. en (m)	Cote TN (m)	Cote radier (m)	Profondeur (m)
R1	203337,028	503064,149			35,34	31,51	3,83
R2	203335,657	503052,500	12	12	35,21	31,54	3,67
R3	203323,853	503057,019	13	24	35,13	31,63	3,50
R4	203289,375	503049,019	35	60	35,19	31,74	3,45
R5	203267,720	503037,965	24	84	35,31	31,86	3,45
R6	203250,543	503029,099	19	103	35,31	31,91	3,40
R7	203223,068	503014,915	31	134	35,40	32,00	3,40
R8	203236,239	502985,182	33	167	35,63	32,23	3,40
R9	203244,298	502966,988	20	187	35,92	32,25	3,67
R10	203257,741	502936,642	33	220	35,62	32,28	3,34
R11	203265,019	502920,211	18	238	35,45	32,30	3,15
R12	203272,086	502902,257	19	257	35,27	32,31	2,96
R13	203240,649	502897,474	32	289	35,31	32,32	2,98
R14	203222,477	502890,886	19	308	35,66	32,34	3,32
R15	203212,317	502886,992	11	319	35,65	32,35	3,30
R16	203171,288	502891,441	41	360	35,58	32,43	3,15
R17	203160,556	502892,558	11	371	35,65	32,45	3,20
R18	203157,834	502875,817	17	388	35,47	32,58	2,90
R19	203155,400	502860,368	16	404	35,64	32,70	2,95
R20	203151,772	502857,352	5	409	35,70	32,73	2,97
R21	203148,145	502814,336	43	452	35,46	33,06	2,40
R22	203146,233	502802,200	12	464	35,24	33,15	2,08
R23	203138,091	502752,916	50	514	34,01	33,53	0,48
R24	203131,847	502727,258	26	540	34,14	33,59	0,55
R25	203131,525	502713,215	14	554	34,57	33,63	0,93

R26	203130,483	502698,692	15	569	34,83	33,68	1,15
R27	203125,615	502657,353	42	611	35,64	33,81	1,83
R28	203076,223	502661,428	50	660	36,36	33,96	2,40
R29	203070,059	502623,944	38	698	36,72	34,33	2,39
R30	203064,936	502587,111	37	735	36,56	34,56	2,00
R31	203019,208	502593,472	46	782	35,25	34,58	0,67
R32	202974,002	502598,834	46	827	35,57	34,60	0,97
R33	202966,797	502553,947	45	873	35,35	34,62	0,73
R34	202961,749	502514,978	39	912	35,29	34,64	0,65
R35	202951,864	502438,665	77	989	35,18	34,67	0,51
R36	202946,882	502400,207	39	1028	35,14	34,69	0,45

Tableau : Tronçon I

N° Regard	Coordonnée X en (m)	Coordonnée Y en (m)	Distance en (m)	Distance cumul. en (m)	Cote TN (m)	Cote radier (m)	Profondeur (m)
R1	203146,233	502802,200			35,24	32,64	2,60
R2	203122,485	502804,819	24	24	34,86	33,31	1,55
R3	203097,594	502807,576	25	49	34,88	34,02	0,86
R4	203066,499	502811,021	31	80	35,01	34,90	0,11
R5	203039,991	502813,957	27	107	35,38	35,36	0,03
R6	203023,095	502815,831	17	124	36,13	35,65	0,48
R7	203000,456	502818,603	23	147	36,33	35,78	0,55
R8	203004,833	502854,336	36	183	36,56	35,85	0,71
R9	203009,209	502890,069	36	219	36,76	35,91	0,84
R10	203013,849	502927,962	38	257	36,91	35,98	0,93
R11	203015,333	502939,446	12	268	36,81	36,00	0,81

Tableau : Tronçon I.3

N° Regard	Coordonnée X en (m)	Coordonnée Y en (m)	Distance en (m)	Distance cumul.en (m)	Cote TN (m)	Cote radier (m)	Profondeur (m)
R1	203477,573	503035,141			38,55	37,59	0,96
R2	203473,945	503003,296	32	32	37,84	36,80	1,04
R3	203468,146	502962,302	41	73	37,54	36,44	1,10
R4	203463,603	502926,739	36	109	36,91	35,41	1,50
R5	203458,756	502888,283	39	148	36,46	35,10	1,36
R6	203452,297	502839,012	50	198	36,64	35,07	1,58
R7	203446,598	502794,787	45	242	36,96	35,04	1,92
R8	203439,562	502738,533	57	299	37,41	35,00	2,41
R9	203407,307	502742,567	33	332	37,28	34,98	2,30
R10	203375,802	502746,508	32	363	37,12	34,81	2,31
R11	203345,124	502750,346	31	394	36,73	34,65	2,08
R12	203322,349	502753,195	23	417	36,58	34,53	2,06
R13	203302,629	502755,561	20	437	36,32	34,42	1,90
R14	203289,158	502778,388	26	463	36,20	34,28	1,91
R15	203280,288	502793,352	17	481	36,19	34,19	2,00
R16	203269,889	502810,898	20	501	36,23	34,07	2,16
R17	203259,645	502828,181	20	521	36,26	33,95	2,31
R18	203249,404	502845,458	20	541	36,26	33,83	2,43
R19	203236,686	502866,913	25	566	36,14	33,69	2,45
R20	203222,477	502890,886	28	594	36,04	33,64	2,40

Tableau : Tronçon I.5

N° Regard	Coordonnée X en (m)	Coordonnée Y en (m)	Distance en (m)	Distance cumul.en (m)	Cote TN (m)	Cote radier (m)	Profondeur (m)
R1	203337,028	503064,149			36,08	32,28	3,80
R2	203280,385	503072,379	57	57	35,99	33,64	2,35
R3	203237,724	503078,530	43	100	35,99	34,39	1,60

R4	203202,173	503085,671	36	137	37,11	35,31	1,80
R5	203152,748	503090,820	50	186	37,41	35,56	1,85
R6	203117,198	503095,962	36	222	37,74	35,74	2,00
R7	203081,065	503101,065	36	259	38,39	36,24	2,15
R8	203036,036	503107,701	46	304	39,12	36,86	2,26

Tableau : Tronçon 2

N° Regard	Coordonnée X en (m)	Coordonnée Y en (m)	Distance en (m)	Distance cumul en (m)	Cote TN (m)	Cote radier (m)	Profondeur (m)
R1	203400,146	503056,474			38,44	36,46	1,98
R2	203416,664	503054,466	17	17	37,98	36,08	1,90
R3	203492,248	503045,276	76	93	35,48	34,75	0,73
R4	203529,543	503040,741	38	130	35,23	34,35	0,88
R5	203571,157	503035,681	42	172	35,56	33,91	1,66
R6	203506,478	503032,440	35	208	36,15	33,53	2,62
R7	203658,414	503025,072	52	260	36,13	33,42	2,70
R8	203697,129	503020,365	39	299	36,10	33,24	2,86
R9	203731,873	503016,140	35	334	35,34	33,21	2,13
R10	203768,603	503011,674	37	371	34,42	33,05	1,37
R11	203805,332	503007,209	37	408	33,97	32,88	1,09
R12	203845,040	503002,381	40	448	33,09	32,70	0,39
R13	203889,711	502996,949	45	493	33,41	32,50	0,91
R14	203926,016	502992,535	37	530	36,10	32,43	3,67
R15	203956,660	502988,809	31	561	35,34	32,37	2,97
R16	203998,105	502983,770	42	602	34,42	32,29	2,12
R17	204034,358	502979,362	37	639	33,97	32,23	1,74
R18	204088,740	502972,750	55	694	33,09	32,12	0,97
R19	204123,484	502968,515	35	729	33,13	32,06	1,07
R20	204153,696	502964,852	30	759	33,09	32,00	1,09

R21	204180,940	502961,539	27	787	33,50	31,95	1,55
R22	204211,317	502957,846	31	817	33,95	31,89	2,06
R23	204206,796	502923,996	34	851	34,42	31,83	2,59
R24	204202,512	502891,911	32	884	33,97	31,77	2,20
R25	204199,097	502865,610	27	910	33,09	31,54	1,55
R26	204193,689	502825,847	40	950	33,41	31,21	2,19
R27	204188,728	502795,629	31	981	33,38	30,96	2,42
R28	204183,724	502751,228	45	1026	33,57	30,60	2,97
R29	204179,674	502720,897	31	1056	32,41	30,35	2,06
R30	204174,919	502685,293	36	1092	31,47	29,97	1,49
R31	204170,418	502651,592	34	1126	31,62	29,62	2,00
R32	204165,865	502617,496	34	1161	31,62	29,26	2,36

Tableau : Tronçon 4

N° Regard	Coordonnée X en (m)	Coordonnée Y en (m)	Distance en (m)	Distance cumul. en (m)	Cote TN (m)	Cote radier (m)	Profondeur (m)
R1	204165,865	502617,495			31,82	28,72	3,10
R2	204160,822	502570,445	47	47	31,70	28,77	2,94
R3	204156,432	502529,495	41	89	31,79	28,81	2,98
R4	204147,000	502441,495	89	177	32,01	28,86	3,15
R5	204052,140	502426,761	96	273	32,14	28,99	3,15
R6	203997,861	502418,330	55	328	32,59	29,08	3,52
R7	203940,573	502410,283	58	386	33,06	29,16	3,90
R8	203907,383	502405,073	34	419	33,03	29,48	3,55
R9	203823,857	502391,303	85	504	32,88	30,29	2,59
R10	203788,363	502385,790	36	540	32,73	30,64	2,10
R11	203755,455	502380,676	33	573	32,64	30,96	1,69
R12	203751,414	502448,718	68	641	32,77	31,61	1,16
			26	668			

R13	203749,860	502474,885	59	727	33,16	31,86	1,30
R14	203691,145	502481,441	41	768	34,31	32,34	1,96
R15	203649,941	502486,042	38	806	34,51	32,68	1,83
R16	203611,937	502490,285	34	840	35,20	32,99	2,21
R17	203578,216	502494,051	54	894	35,61	33,27	2,34
R18	203525,295	502486,114	50	944	36,20	33,70	2,50
R19	203476,084	502478,733	71	1015	35,84	33,75	2,09
R20	203405,488	502468,145	38	1053	35,19	33,82	1,37
R21	203368,328	502462,343	39	1091	34,94	33,86	1,08
R22	203332,634	502447,637	40	1132	36,16	33,90	2,26
R23	203292,388	502449,808	45	1177	36,33	33,94	2,39
R24	203247,812	502443,647	53	1230	35,34	33,99	1,35
R25	203195,313	502436,391	37	1267	35,29	34,04	1,25
R26	203158,690	502431,131	58	1324	35,24	34,08	1,17
R27	203101,569	502422,564			35,52	34,14	1,39

Tableau : Tronçon 5

Eaux Usées Grand Louga

N° Regard	Coordonnée X en (m)	Coordonnée Y en (m)	Distance en (m)	Distance cumul. en (m)	Cote TN en (m)	Cote radier en (m)	Profondeur en (m)
R1	201 692,527	502 288,888			37,126	34,930	2,2
R2	201 717,674	502 286,108	25	25	37,317	35,059	2,3
R3	201 736,449	502 284,032	19	44	37,329	35,156	2,2
R4	201 766,268	502 280,736	30	74	37,471	35,309	2,2
R5	201 801,056	502 276,890	35	109	37,191	35,488	1,7
R6	201 830,874	502 273,594	30	139	37,371	35,641	1,7
R7	201 860,692	502 270,298	30	169	37,563	35,794	1,8
R8	201 890,511	502 267,001	30	199	37,600	35,947	1,7
R9	201 920,329	502 263,705	30	229	37,533	36,100	1,4
R10	201 950 148	502 260,409	30	259	37,779	36,253	1,5
R11	201 979,966	502 257,112	30	289	37,639	36,410	1,2

Tableau 12 : Tronçon A – B

N° Regard	Coordonnée X en (m)	Coordonnée Y en (m)	Distance en (m)	Distance cumul. en (m)	Cote TN en (m)	Cote radier en (m)	Profondeur en (m)
R1	201 721,319	502580,722			35,307	33,340	2,0
R2	201 753,197	502577,942	32	32	35,692	33,513	2,2
R3	201 783,197	502 575,388	30	62	36,088	33,675	2,4
R4	201 813,087	502 572,825	30	92	36,289	33,838	2,5
R5	201 842,979	502 570,272	30	122	36,732	34,000	2,7
R6	201 881,488	502 566,982	39	161	37,221	34,210	3,0

Tableau 13 : Tronçon D – C

N° Regard	Coordonnée X en (m)	Coordonnée Y en (m)	Distance en (m)	Distance cumul. en (m)	Cote TN en (m)	Cote radier en (m)	Profondeur en (m)
R1	201692,526	502288,887			37,136	34,930	2,2
R2	201695,786	502321,928	30	30	36,859	34,754	2,1
R3	201698,738	502351,783	30	60	36,668	34,591	2,1
R4	201701,677	502381,639	30	90	36,422	34,423	2,0
R5	201704,623	502411,494	31	121	36,329	34,265	2,1
R6	201707,568	502441,494	10	131	36,216	34,102	2,1
R7	201710,513	502471,204	30	161	36,051	33,923	2,1
R8	201713,459	502501,059	30	191	35,928	33,776	2,2
R9	201716,404	502530,914	30	221	35,816	33,613	2,2
R10	201719,350	502560,769	30	251	35,493	33,450	2,0
R11	201721,318	502580,722	30	281	35,307	33,400	1,9
R12	201722,306	502590,733	30	311	35,230	33,257	2,0
R13	201725,344	502621,526	30	341	35,136	33,111	2,0
R14	201728,289	502651,381	30	371	35,025	32,907	2,1
R15	201731,235	502681,236	30	401	35,028	32,703	2,3
R16	201734,180	502711,091	33	434	34,827	31,570	3,3

Tableau 14 : Tronçon A - F

N° Regard	Coordonnée X en (m)	Coordonnée Y en (m)	Distance en (m)	Distance cumul. en (m)	Cote TN en (m)	Cote radier en (m)	Profondeur en (m)
R1	201782,780	503203,699			35,278	34,200	1,1
R2	201780,817	503183,796	20	20	35,087	34,116	1,0
R3	201777,871	503153,941	30	50	35,204	33,992	1,2
R4	201774,926	503124,086	30	80	35,195	33,869	1,3
R5	201771,980	503094,231	30	110	35,569	33,744	1,8
R6	201769,035	503064,376	30	140	35,564	33,620	1,9
R7	201766,089	503034,521	30	170	35,098	33,496	1,6
R8	201763,144	503004,666	30	200	34,883	33,372	1,5
R9	201760,198	502974,810	30	230	34,813	33,248	1,6
R10	201757,253	502944,955	30	260	34,813	33,124	1,7
R11	201754,308	502915,100	30	290	34,917	33,000	1,9
R12	201751,362	502885,245	30	320	34,909	32,876	2,0
R13	201748,417	502855,390	30	350	34,796	32,752	2,0
R14	201745,471	502825,535	30	380	34,944	32,628	2,3
R15	201742,526	502795,680	30	410	34,895	32,504	2,4
R16	201739,580	502765,825	30	440	35,030	32,380	2,7
R17	201736,635	502735,970	30	470	34,498	32,298	2,2
R18	201734,180	502711,091	25	495	34,827	31,570	3,3

Tableau 15 : Tronçon G - F

N° Regard	Coordonnée X en (m)	Coordonnée Y en (m)	Distance en (m)	Distance cumul en (m)	Cote TN en (m)	Cote radier en (m)	Profondeur en (m)
R1	201881,488	502566,981			37,221	34,21	3,0
R2	201878,191	502537,163	30	30	37,212	34,4	2,8
R3	201874,895	502507,344	30	60	37,089	34,595	2,5
R4	201871,050	502472,556	35	95	37,38	34,821	2,6
R5	201867,753	502442,556	30	125	37,473	35,015	2,5
R6	201863,888	502407,770	35	160	37,214	35,241	2,0
R7	201860,592	502377,952	30	190	37,374	35,435	1,9
R8	201857,295	502348,134	30	220	37,236	35,629	1,6
R9	201853,999	502318,315	30	250	37,549	35,823	1,7
R10	201850,377	502284,268	34	284	37,688	35,99	1,7

Tableau 16 : Tronçon E - D

N° Regard	Coordonnée X en (m)	Coordonnée Y en (m)	Distance en (m)	Distance cumul en (m)	Cote TN en (m)	Cote radier en (m)	Profondeur en (m)
R1	201778,187	503702,156			35,659	33,284	2,4
R2	201775,152	503672,310	30	30	35,938	33,194	2,7
R3	201772,118	503642,463	30	60	35,671	33,104	2,6
R4	201769,083	503612,617	30	90	35,548	33,014	2,5
R5	201766,563	503587,834	25	115	35,485	32,948	2,5
R6	201796,644	503584,965	30	145	35,39	32,858	2,5
R7	201826,421	503582,126	30	175	35,348	32,768	2,6
R8	201856,357	503579,163	30	205	35,572	32,678	2,9
R9	201886,173	503576,428	30	235	35,148	32,288	2,9
R10	201921,983	503573,013	36	271	35,147	32,48	2,7

Tableau 17 : Tronçon O - Q

N° Regard	Coordonnée X en (m)	Coordonnée Y en (m)	Distance en (m)	Distance cumul. en (m)	Cote TN en (m)	Cote radier en (m)	Profondeur en (m)
R1	201712,515	503212,882			35,015	34	1,02
R2	201709,537	503183,030	30	30	35,164	33,88	1,28
R3	201706,554	503153,179	30	60	35,189	33,76	1,43
R4	201703,573	503123,327	30	90	35,39	33,64	1,75
R5	201700,593	503093,576	30	120	35,445	33,52	1,93
R6	201697,612	503063,624	30	150	35,56	33,4	2,16
R7	201694,632	503033,773	30	180	35,535	33,28	2,26
R8	201691,652	503003,921	30	210	35,078	33,16	1,92
R9	201688,469	502974,084	30	240	34,884	33,04	1,84
R10	201685,690	502944,213	30	270	34,754	32,92	1,83
R11	201682,710	502914,361	30	300	34,87	32,8	2,07
R12	201679,729	502884,510	30	330	34,54	32,58	1,96
R13	201676,749	502854,658	30	360	34,74	32,56	2,18
R14	201673,768	502824,806	30	390	34,709	32,44	2,27
R15	201670,708	502794,956	30	420	34,66	32,32	2,34
R16	201667,808	502765,104	30	450	34,44	32,2	2,24
R17	201664,827	502735,253	30	480	34,37	31,08	3,29
R18	201662,095	502707,889	28	508	34,262	31,97	2,29
R19	201692,095	502707,889	30	538	34,785	31,796	2,99
R20	201714,517	502709,595	22	560	34,862	31,683	3,18
R21	201734,180	502711,091	20	580	34,827	31,57	3,26

Tableau 18 : Tronçon H -- I -- F

N° Regard	Coordonnée X en (m)	Coordonnée Y en (m)	Distance en (m)	Distance cumul. en (m)	Cote TN en (m)	Cote radier en (m)	Profondeur en (m)
R1	202068,927	503188,000			35,221	32,700	2,521
R2	202038,981	503191,035	30	30	34,999	32,486	2,513
R3	202009,135	503194,069	30	60	34,703	32,270	2,433
R4	201979,289	503197,104	30	90	34,668	32,054	2,614
R5	201949,442	503200,138	30	120	33,852	31,850	2,002
R6	201919,596	503203,173	30	150	34,480	31,622	2,858
R7	201884,776	503206,713	35	185	35,047	31,370	3,677
R8	201841,051	503211,159	44	229	35,402	31,226	4,176
R9	201811,205	503214,193	30	259	35,387	31,128	4,259
R10	201784,088	503216,950	27	286	35,293	30,030	5,263
R11	201767,821	503218,604	16	303	35,260	30,085	5,175
R12	201736,975	503221,638	31	334	35,167	30,139	5,028
R13	201708,129	503224,673	29	363	35,000	30,293	4,707
R14	201678,283	503227,708	30	393	35,137	30,396	4,741
R15	201645,452	503231,045	33	426	34,952	30,500	4,452

Tableau 19 : Tronçon W – J (Avenue de la gare prolongée)

N° Regard	Coordonnée X en (m)	Coordonnée Y en (m)	Distance en (m)	Distance cumul. en (m)	Cote TN en (m)	Cote radier en (m)	Profondeur en (m)
R1	201485,465	503544,278			33,411	32	1,4
R2	201515,344	503541,582	30	30	33,932	31,91	2,0
R3	201545,222	503538,885	30	60	34,126	31,82	2,3
R4	201575,101	503536,189	30	90	34,301	31,73	2,6
R5	201604,979	503533,492	30	120	34,357	31,64	2,7
R6	201634,858	503530,796	30	150	34,147	31,55	2,6
R7	201674,662	503526,838	40	190	34,545	31,43	3,1

Tableau 20 : Tronçon L - K

N° Regard	Coordonnée X en (m)	Coordonnée Y en (m)	Distance en (m)	Distance cumul. en (m)	Cote TN en (m)	Cote radier en (m)	Profondeur en (m)
R1	201674,662	503526,838			34,545	31,430	3,115
R2	201671,589	503497,135	30	30	34,465	31,336	3,129
R3	201668,650	503467,279	30	60	34,201	31,242	2,959
R4	201665,711	503437,423	30	90	34,575	31,148	3,427
R5	201662,772	503407,568	30	120	34,479	31,054	3,425
R6	201659,833	503377,712	30	150	34,680	30,960	3,720
R7	201656,894	503347,856	30	180	34,531	30,866	3,665
R8	201653,955	503318,001	30	210	34,601	30,772	3,829
R9	201651,015	503288,145	30	240	34,105	30,678	3,427
R10	201648,076	503258,289	30	270	34,487	30,580	3,907
R11	201645,452	503231,045	27	297	34,952	30,500	4,452

Tableau 21 : Tronçon K - J

N° Regard	Coordonnée X en (m)	Coordonnée Y en (m)	Distance en (m)	Distance cumul en (m)	Cote TN en (m)	Cote radier en (m)	Profondeur en (m)
R1	201753,344	503738,281	27	27	35,05	32,83	2,22
R2	201755,890	503711,082	31	58	35,29	32,893	2,397
R3	201748,194	503681,213	30	88	35,668	32,543	3,116
R4	201745,497	503651,334	30	118	35,604	32,397	3,207
R5	201742,801	503621,856	30	148	35,949	32,242	3,707
R6	201740,104	503591,577	30	178	35,473	32,093	3,38
R7	201737,408	503561,699	40	218	35,071	31,943	3,128
R8	201734,449	503521,808	30	248	34,606	31,773	2,876
R9	201704,521	503524,505	30	278	34,768	31,58	3,128
R10	201674,662	503526,838	30	308	34,545	31,473	3,115

Tableau 22 : Tronçon N - K

N° Regard	Coordonnée X en (m)	Coordonnée Y en (m)	Distance en (m)	Distance cumul. en (m)	Cote TN en (m)	Cote radier en (m)	Profondeur en (m)
R1	201903.572	502707.644	40	40	35.92	34.21	1.71
R2	201907.375	502748.340	30	70	35.877	34.127	1.55
R3	201910.157	502778.340	30	100	35.839	33.974	1.67
R4	201912.939	502808.211	30	130	35.731	33.827	1.91
R5	201915.721	502838.081	30	160	35.442	33.668	1.77
R6	201918.503	502867.952	36	196	35.391	33.516	1.78
R7	201921.808	502903.438	30	226	35.302	33.362	1.94
R8	201924.602	502933.437	34	260	35.458	33.209	2.25
R9	201927.330	502967.729	26	284	35.641	33.056	2.59
R10	201930.113	502992.600	30	314	35.557	32.903	2.65
R11	201932.868	503022.101	30	344	35.33	32.75	2.58
R12	201935.636	503051.575	30	374	35.487	32.597	2.89
R13	201938.400	503081.575	30	404	35.089	32.444	2.65
R14	201941.141	503111.004	30	434	35.044	32.291	2.75
R15	201943.923	503140.874	30	464	34.874	32.138	2.74
R16	201946.705	503170.745	30	494	35.834	31.985	3.85
R17	201949.442	503200.138			34.825	31.83	2.99

Tableau 23 Tronçon U – V.

N° Regard	Coordonnée X en (m)	Coordonnée Y en (m)	Distance en (m)	Distance cumul- en (m)	Cote TN en (m)	Cote radier en (m)	Profondeur en (m)
R1	201921.983	503573.013	28	28	35.147	32.48	2.667
R2	201919.120	503544.974	30	58	34.704	32.39	2.314
R3	201916.086	503515.128	30	88	34.339	32.3	2.039
R4	201913.051	503485.282	30	118	34.621	32.21	2.411
R5	201910.017	503455.435	30	148	34.229	32.12	2.109
R6	201906.982	503425.589	30	178	34.035	32.03	2.005
R7	201903.948	503395.743	30	208	34.286	31.94	2.346
R8	201900.913	503365.897	30	238	34.076	31.85	2.226
R9	201897.879	503336.051	30	268	34.379	31.76	2.619
R10	201894.844	503306.205	30	298	34.898	31.67	3.228
R11	201891.810	503276.359	30	328	34.867	31.58	3.287
R12	201888.775	503246.513	40	368	34.915	31.49	3.425
R13	201884.776	503206.713			35.047	31.37	3.677

Tableau 24 : Tronçons Q - T

N° Regard	Coordonnée X en (m)	Coordonnée Y en (m)	Distance en (m)	Distance cumul. en (m)	Cote TN en (m)	Cote radier en (m)	Profondeur en (m)
R1	202338,312	503656,705			37,505	34,092	3,4
R2	202308,397	503658,958	30	30	38,724	33,975	4,7
R3	202278,482	503661,212	30	60	38,455	33,885	4,6
R4	202248,567	503663,865	30	90	37,725	33,795	3,9
R5	202218,652	503665,725	30	120	37,294	33,705	3,6
R6	202188,567	503667,985	30	150	37,001	33,615	3,4
R7	202158,245	503671,004	30	181	36,45	33,525	2,9
R8	202155,992	503641,089	30	211	36,648	33,435	3,2
R9	202153,738	503611,174	30	241	37,043	33,345	3,7
R10	202151,485	503581,279	30	271	37,53	33,255	4,3
R11	202149,141	503551,350	30	301	37,497	33,165	4,3
R12	202119,276	503554,198	30	331	36,385	33,075	3,3
R13	202089,412	503557,046	30	361	35,559	32,985	2,6
R14	202059,547	503559,894	30	391	34,932	32,895	2,0
R15	202029,683	503562,742	30	421	34,202	32,805	1,4
R16	201999,818	503565,590	30	451	34,169	32,715	1,5
R17	201969,953	503568,438	30	481	34,374	32,625	1,7
R18	201940,089	503571,286	30	511	35,144	32,535	2,6
R19	201921,983	503573,013	18	529	35,147	32,48	2,7

Tableau 25 : Tronçon S' – Q

Annexe n°2 : Tableaux des conduites

Eaux pluviales Centre Ville

Conduite	Longueur (m)	Pente i (m/m)	Diamètre (mm)	Rayon Hyd. (mm)	n	C	Vitesse (m/s)	débit (m ³ /s)
R ₁ R ₂	42	0,00332	400	100	0,015	45,42	0,828	0,104
R ₂ R ₃	52	0,00332	400	100	0,015	45,42	0,828	0,104
R ₃ R ₄	51	0,00332	400	100	0,015	45,42	0,828	0,104
R ₄ R ₅	43	0,00332	400	100	0,015	45,42	0,828	0,104
R ₅ R ₆	45	0,00332	400	100	0,015	45,42	0,828	0,104
R ₆ R ₇	25	0,00332	400	100	0,015	45,42	0,828	0,104
R ₇ R ₈	35	0,00332	400	100	0,015	45,42	0,828	0,104
R ₈ R ₉	8	0,00332	400	100	0,015	45,42	0,828	0,104
R ₉ R ₁₀	36	0,00263	1000	250	0,015	52,91	1,357	1,066
R ₁₀ R ₁₁	40	0,00263	1000	250	0,015	52,91	1,357	1,066
R ₁₁ R ₁₂	40	0,00420	1000	250	0,015	52,91	1,714	1,346
R ₁₂ R ₁₃	37	0,00420	1000	250	0,015	52,91	1,714	1,346
R ₁₃ R ₁₄	50	0,00420	1000	250	0,015	52,91	1,714	1,346
R ₁₄ R ₁₅	35	0,00420	1000	250	0,015	52,91	1,714	1,346
R ₁₅ R ₁₆	37	0,00420	1000	250	0,015	52,91	1,714	1,346
R ₁₆ R ₁₇	13	0,00420	1000	250	0,015	52,91	1,714	1,346
R ₁₇ R ₁₈	22,5	0,00089	1000	250	0,013	61,05	0,910	0,715

Tableau 26 : Tronçon I

Conduite	Longueur (m)	Pente i (m/m)	Diamètre (mm)	Rayon Hyd. (mm)	n	C	Vitesse (m/s)	débit (m ³ /s)
R ₁ R ₂	60	0,00289	800	200	0,015	50,98	1,226	0,616
R ₂ R ₃	50	0,00289	800	200	0,015	50,98	1,226	0,616
R ₃ R ₄	38	0,00289	800	200	0,015	50,98	1,226	0,616
R ₄ R ₅	38	0,00289	800	200	0,015	50,98	1,226	0,616
R ₅ R ₆	35	0,00289	800	200	0,015	50,98	1,226	0,616
R ₆ R ₇	35	0,00289	800	200	0,015	50,98	1,226	0,616
R ₇ R ₈	50	0,00256	1000	250	0,015	52,91	1,338	1,051
R ₈ R ₉	46	0,00256	1000	250	0,015	52,91	1,338	1,051
R ₉ R ₁₀	46	0,00256	1000	250	0,015	52,91	1,338	1,051
R ₁₀ R ₁₁	26	0,00256	1000	250	0,015	52,91	1,338	1,051

Tableau 27 : Tronçon I I

Conduite	Longueur (m)	Pente i (m/m)	Diamètre (mm)	Rayon Hyd. (mm)	n	C	Vitesse (m/s)	débit (m ³ /s)
R ₁ R ₂	50	0,00434	800	200	0,015	50,98	1,503	0,755
R ₂ R ₃	47	0,00434	800	200	0,015	50,98	1,503	0,755
R ₃ R ₄	48	0,00434	800	200	0,015	50,98	1,503	0,755

Tableau 28 : Tronçon 1.1.1

Conduite	Longueur (m)	Pente i (m/m)	Diamètre (mm)	Rayon Hyd. (mm)	n	C	Vitesse (m/s)	débit (m ³ /s)
R ₁ R ₂	43	0,00994	500	125	0,015	47,14	1,662	0,326
R ₂ R ₃	43	0,00994	500	125	0,015	47,14	1,662	0,326
R ₃ R ₄	43	0,00994	500	125	0,015	47,14	1,662	0,326
R ₄ R ₅	43	0,00994	500	125	0,015	47,14	1,662	0,326
R ₅ R ₆	38	0,00556	600	150	0,015	48,59	1,403	0,397
R ₆ R ₇	38	0,00556	600	150	0,015	48,59	1,403	0,397
R ₇ R ₈	32	0,00556	600	150	0,015	48,59	1,403	0,397
R ₈ R ₉	21	0,00143	700	175	0,015	49,86	0,788	0,303

Tableau 29 : Tronçon 1.2

Conduite	Longueur (m)	Pente i (m/m)	Diamètre (mm)	Rayon Hyd. (mm)	n	C	Vitesse (m/s)	débit (m ³ /s)
R ₁ R ₂	35	0,00500	700	175	0,015	49,86	1,475	0,568
R ₂ R ₃	35	0,00500	700	175	0,015	49,86	1,475	0,568
R ₃ R ₄	35	0,00500	700	175	0,015	49,86	1,475	0,568
R ₄ R ₅	35	0,00500	700	175	0,015	49,86	1,475	0,568
R ₅ R ₆	52	0,00500	700	175	0,015	49,86	1,475	0,568
R ₆ R ₇	50	0,00500	700	175	0,015	49,86	1,475	0,568

Tableau 30 : Tronçon 1.3

Conduite	Dénivelée (m)	Longueur (m)	Pente i (m/m)	Diamètre (mm)	Rayon Hyd. (mm)	n	C	Vitesse (m/s)	débit (m ³ /s)
R ₁ R ₂	-0,1	36	0,00273	700	175	0,015	49,86	1,090	0,420
R ₂ R ₃	-0,09	33	0,00273	700	175	0,015	49,86	1,090	0,420
R ₃ R ₄	-0,11	42	0,00273	700	175	0,015	49,86	1,090	0,420
R ₄ R ₅	-0,09	33	0,00273	700	175	0,015	49,86	1,090	0,420
R ₅ R ₆	-0,14	50	0,00273	700	175	0,015	49,86	1,090	0,420
R ₆ R ₇	-0,36	20	0,01810	700	175	0,015	49,86	2,806	1,080
R ₇ R ₈	-0,62	34	0,01810	700	175	0,015	49,86	2,806	1,080
R ₈ R ₉	-0,72	40	0,01810	700	175	0,015	49,86	2,806	1,080
R ₉ R ₁₀	-0,87	48	0,01810	700	175	0,015	49,86	2,806	1,080
R ₁₀ R ₁₁	0,05	34	0,00147	1000	250	0,015	52,91	1,015	0,797
R ₁₁ R ₁₂	0,07	38	0,00184	1000	250	0,015	52,91	1,136	0,892
R ₁₂ R ₁₃	0,07	38	0,00184	1000	250	0,015	52,91	1,136	0,892
R ₁₃ R ₁₄	0,17	58	0,00293	1000	250	0,015	52,91	1,432	1,125
R ₁₄ R ₁₅	0,23	60	0,00383	1000	250	0,015	52,91	1,638	1,287
R ₁₅ R ₁₆	0,24	50	0,00480	1000	250	0,015	52,91	1,833	1,440
R ₁₆ R ₁₇	0,09	53	0,00176		386			1,344	1,621
R ₁₇ R ₁₈	0,02	10	0,00176		386			1,344	1,621
R ₁₈ R ₁₉	0,07	38	0,00176		386			1,344	1,621
R ₁₉ R ₂₀	0,06	37	0,00176		386			1,344	1,621
R ₂₀ R ₂₁	0,07	40	0,00176		386			1,344	1,621
R ₂₁ R ₂₂	0,04	20	0,00176		386			1,344	1,621
R ₂₂ R ₂₃	0,09	51	0,00176		386			1,344	1,621
R ₂₃ R ₂₄	0,08	48	0,00176		386			1,344	1,621
R ₂₄ R ₂₅	0,1	56	0,00176		386			1,344	1,621
R ₂₅ R ₂₆	0,08	46	0,00176		386			1,344	1,621
R ₂₆ R ₂₇	0,08	44	0,00176		386			1,344	1,621
R ₂₇ R ₂₈	0,07	40	0,00176		386			1,344	1,621

Tableau 31 : Tronçon 5

Conduite	Dénivelée (m)	Longueur (m)	Pente i (m/m)	Diamètre (mm)	Rayon Hyd. (mm)	n	C	Vitesse (m/s)	débit (m ³ /s)
R ₁ R ₂	0,13	38	0,00349	800	200	0,015	50,98	1,347	0,677
R ₂ R ₃	0,14	38	0,00349	800	200	0,015	50,98	1,347	0,677
R ₃ R ₄	0,12	35	0,00349	800	200	0,015	50,98	1,347	0,677
R ₄ R ₅	0,12	35	0,00349	800	200	0,015	50,98	1,347	0,677
R ₅ R ₆	0,13	36	0,00349	800	200	0,015	50,98	1,347	0,677
R ₆ R ₇	0,12	36	0,00349	800	200	0,015	50,98	1,347	0,677
R ₇ R ₈	0,13	37	0,00349	800	200	0,015	50,98	1,347	0,677
R ₈ R ₉	0,13	37	0,00349	800	200	0,015	50,98	1,347	0,677
R ₉ R ₁₀	0,13	36	0,00349	800	200	0,015	50,98	1,347	0,677
R ₁₀ R ₁₁	0,12	36	0,00349	800	200	0,015	50,98	1,347	0,677
R ₁₁ R ₁₂	0,14	40	0,00349	800	200	0,015	50,98	1,347	0,677
R ₁₂ R ₁₃	0,14	40	0,00349	800	200	0,015	50,98	1,347	0,677
R ₁₃ R ₁₄	0,09	40	0,00227	1000	250	0,015	52,91	1,261	0,991
R ₁₄ R ₁₅	0,09	40	0,00227	1000	250	0,015	52,91	1,261	0,991
R ₁₅ R ₁₆	0,10	40	0,00227	1000	250	0,015	52,91	1,261	0,991
R ₁₆ R ₁₇	0,11	50	0,00227	1000	250	0,015	52,91	1,261	0,991
R ₁₇ R ₁₈	0,10	40	0,00227	1000	250	0,015	52,91	1,261	0,991
R ₁₈ R ₁₉	0,01	10	0,00071		871			0,851	7,655
R ₁₉ R ₂₀	0,02	36	0,00071		871			0,851	7,655
R ₂₀ R ₂₁	0,03	40	0,00071		871			0,851	7,655
R ₂₁ R ₂₂	0,04	50	0,00071		871			0,851	7,655
R ₂₂ R ₂₃	0,01	26	0,00071		871			0,851	7,655
R ₂₃ R ₂₄	0,03	31	0,00071		871			0,851	7,655
R ₂₄ R ₂₅	0,04	60	0,00071		871			0,851	7,655
R ₂₅ R ₂₆	0,01	20	0,00071		871			0,851	7,655
R ₂₆ R ₂₇	0,02	24	0,00071		871			0,851	7,655
R ₂₇ R ₂₈	0,02	31	0,00071		871			0,851	7,655
R ₂₈ R ₂₉	0,02	28	0,00071		871			0,851	7,655
R ₂₉ R ₃₀	0,02	26	0,00071		871			0,851	7,655

Tableau 32 : Tronçon 6

Conduite	Longueur (m)	Pente i (m/m)	Diamètre (mm)	Rayon Hyd. (mm)	n	C	Vitesse (m/s)	débit (m ³ /s)
R ₁ R ₂	35	0,00351	700	175	0,015	49,86	1,235	0,475
R ₂ R ₃	35	0,00351	700	175	0,015	49,86	1,235	0,475
R ₃ R ₄	35	0,00351	700	175	0,015	49,86	1,235	0,475
R ₄ R ₅	35	0,00351	700	175	0,015	49,86	1,235	0,475
R ₅ R ₆	35	0,00351	700	175	0,015	49,86	1,235	0,475
R ₆ R ₇	36	0,00351	700	175	0,015	49,86	1,235	0,475

Tableau 33 : Tronçon 6.1

Conduite	Longueur (m)	Pente i (m/m)	Diamètre (mm)	Rayon Hyd. (mm)	n	C	Vitesse (m/s)	débit (m ³ /s)
R ₁ R ₂	50	0,00639	500	125	0,015	47,14	1,332	0,262
R ₂ R ₃	45	0,00639	500	125	0,015	47,14	1,332	0,262
R ₃ R ₄	40	0,00639	500	125	0,015	47,14	1,332	0,262
R ₄ R ₅	45	0,00639	500	125	0,015	47,14	1,332	0,262
R ₅ R ₆	45	0,01021	500	125	0,015	47,14	1,684	0,331
R ₆ R ₇	52	0,01021	500	125	0,015	47,14	1,684	0,331

Tableau 34 : Tronçon 7

Conduite	Longueur (m)	Pente i (m/m)	Diamètre (mm)	Rayon Hyd. (mm)	n	C	Vitesse (m/s)	débit (m ³ /s)
R ₁ R ₂	60	0,00743	500	125	0,015	47,14	1,436	0,282
R ₂ R ₃	50	0,00743	500	125	0,015	47,14	1,436	0,282
R ₃ R ₄	38	0,00743	500	125	0,015	47,14	1,436	0,282
R ₄ R ₅	38	0,00743	500	125	0,015	47,14	1,436	0,282
R ₅ R ₆	35	0,00496	500	125	0,015	47,14	1,173	0,230
R ₆ R ₇	35	0,00496	500	125	0,015	47,14	1,173	0,230
R ₇ R ₈	50	0,00496	500	125	0,015	47,14	1,173	0,230
R ₈ R ₉	46	0,00400	500	125	0,015	47,14	1,054	0,207

Tableau 35 : Tronçon 11

Eaux Usées Centre Ville

Conduite	Longueur r.(m)	Pente i (m/m)	Diamètre e (mm)	Rayon Hyd. (mm)	n	C	Vitesse (m/s)	Débit (m ³ /s)
R ₁ R ₂	12	0,00256	250	62,50	0,015	42,00	0,531	0,026
R ₂ R ₃	13	0,00767	250	62,50	0,015	42,00	0,920	0,045
R ₃ R ₄	35	0,00314	250	62,50	0,015	42,00	0,588	0,029
R ₄ R ₅	24	0,00469	250	62,50	0,015	42,00	0,719	0,035
R ₅ R ₆	19	0,00259	250	62,50	0,015	42,00	0,534	0,026
R ₆ R ₇	31	0,00285	250	62,50	0,015	42,00	0,560	0,027
R ₇ R ₈	33	0,00707	250	62,50	0,015	42,00	0,883	0,043
R ₈ R ₉	20	0,00126	250	62,50	0,015	42,00	0,372	0,018
R ₉ R ₁₀	33	0,00096	250	62,50	0,015	42,00	0,326	0,016
R ₁₀ R ₁₁	18	0,00100	250	62,50	0,015	42,00	0,332	0,016
R ₁₁ R ₁₂	19	0,00052	250	62,50	0,015	42,00	0,239	0,012
R ₁₂ R ₁₃	32	0,00044	250	62,50	0,015	42,00	0,220	0,011
R ₁₃ R ₁₄	19	0,00078	250	62,50	0,015	42,00	0,292	0,014
R ₁₄ R ₁₅	11	0,00074	250	62,50	0,015	42,00	0,285	0,014
R ₁₅ R ₁₆	41	0,00191	250	62,50	0,015	42,00	0,459	0,023
R ₁₆ R ₁₇	11	0,00195	250	62,50	0,015	42,00	0,463	0,023
R ₁₇ R ₁₈	17	0,00761	250	62,50	0,015	42,00	0,916	0,045
R ₁₈ R ₁₉	16	0,00761	250	62,50	0,015	42,00	0,916	0,045
R ₁₉ R ₂₀	5	0,00763	250	62,50	0,015	42,00	0,917	0,045
R ₂₀ R ₂₁	43	0,00762	250	62,50	0,015	42,00	0,917	0,045
R ₂₁ R ₂₂	12	0,00765	250	62,50	0,015	42,00	0,918	0,045
R ₂₂ R ₂₃	50	0,00761	250	62,50	0,015	42,00	0,916	0,045
R ₂₃ R ₂₄	26	0,00208	250	62,50	0,015	42,00	0,479	0,024
R ₂₄ R ₂₅	14	0,00313	250	62,50	0,015	42,00	0,588	0,029
R ₂₅ R ₂₆	15	0,00316	250	62,50	0,015	42,00	0,590	0,029
R ₂₆ R ₂₇	42	0,00312	250	62,50	0,015	42,00	0,587	0,029
R ₂₇ R ₂₈	50	0,00313	250	62,50	0,015	42,00	0,587	0,029
R ₂₈ R ₂₉	38	0,00956	250	62,50	0,015	42,00	1,026	0,050
R ₂₉ R ₃₀	37	0,00624	250	62,50	0,015	42,00	0,829	0,041
R ₃₀ R ₃₁	46	0,00043	250	62,50	0,015	42,00	0,219	0,011
R ₃₁ R ₃₂	46	0,00044	250	62,50	0,015	42,00	0,220	0,011
R ₃₂ R ₃₃	45	0,00044	250	62,50	0,015	42,00	0,220	0,011
R ₃₃ R ₃₄	39	0,00043	250	62,50	0,015	42,00	0,218	0,011
R ₃₄ R ₃₅	77	0,00044	250	62,50	0,015	42,00	0,221	0,011
R ₃₅ R ₃₆	39	0,00044	250	62,50	0,015	42,00	0,220	0,011

Tableau : Tronçon 1

Conduite	Longueur (m)	Pente i (m/m)	Diamètre (mm)	Rayon Hyd. (mm)	n	C	Vitesse (m/s)	Débit (m ³ /s)
R ₁ R ₂	24	0,02821	250	62,50	0,02	42,00	1,763	0,087
R ₂ R ₃	25	0,02823	250	62,50	0,02	42,00	1,764	0,087
R ₃ R ₄	31	0,02822	250	62,50	0,02	42,00	1,764	0,087
R ₄ R ₅	27	0,01717	250	62,50	0,02	42,00	1,376	0,068
R ₅ R ₆	17	0,01718	250	62,50	0,02	42,00	1,376	0,068
R ₆ R ₇	23	0,00588	250	62,50	0,02	42,00	0,805	0,040
R ₇ R ₈	36	0,00181	250	62,50	0,02	42,00	0,446	0,022
R ₈ R ₉	36	0,00181	250	62,50	0,02	42,00	0,446	0,022
R ₉ R ₁₀	38	0,00181	250	62,50	0,02	42,00	0,446	0,022
R ₁₀ R ₁₁	12	0,00181	250	62,50	0,02	42,00	0,447	0,022

Tableau : Tronçon 1.3

Conduite	Longueur (m)	Pente i (m/m)	Diamètre (mm)	Rayon Hyd. (mm)	n	C	Vitesse (m/s)	Débit (m ³ /s)
R ₁ R ₂	32	0,02468	250	62,50	0,015	42,00	1,649	0,081
R ₂ R ₃	41	0,00860	250	62,50	0,015	42,00	0,974	0,048
R ₃ R ₄	36	0,02876	250	62,50	0,015	42,00	1,780	0,087
R ₄ R ₅	39	0,00808	250	62,50	0,015	42,00	0,943	0,046
R ₅ R ₆	50	0,00064	250	62,50	0,015	42,00	0,266	0,013
R ₆ R ₇	45	0,00063	250	62,50	0,015	42,00	0,263	0,013
R ₇ R ₈	57	0,00064	250	62,50	0,015	42,00	0,265	0,013
R ₈ R ₉	33	0,00065	250	62,50	0,015	42,00	0,267	0,013
R ₉ R ₁₀	32	0,00532	250	62,50	0,015	42,00	0,766	0,038
R ₁₀ R ₁₁	31	0,00530	250	62,50	0,015	42,00	0,765	0,038
R ₁₁ R ₁₂	23	0,00532	250	62,50	0,015	42,00	0,765	0,038
R ₁₂ R ₁₃	20	0,00533	250	62,50	0,015	42,00	0,767	0,038
R ₁₃ R ₁₄	26	0,00530	250	62,50	0,015	42,00	0,764	0,038
R ₁₄ R ₁₅	17	0,00535	250	62,50	0,015	42,00	0,768	0,038
R ₁₅ R ₁₆	20	0,00588	250	62,50	0,015	42,00	0,805	0,040
R ₁₆ R ₁₇	20	0,00587	250	62,50	0,015	42,00	0,805	0,039
R ₁₇ R ₁₈	20	0,00588	250	62,50	0,015	42,00	0,805	0,040
R ₁₈ R ₁₉	25	0,00589	250	62,50	0,015	42,00	0,806	0,040
R ₁₉ R ₂₀	28	0,00179	250	62,50	0,015	42,00	0,445	0,022

Tableau : Tronçon 1.5

Conduite	Longueur (m)	Pente i (m/m)	Diamètre (mm)	Rayon Hyd. (mm)	n	C	Vitesse (m/s)	Débit (m ³ /s)
R ₁ R ₂	57	0,02383	250	62,50	0,015	42,00	1,621	0,080
R ₂ R ₃	43	0,01733	250	62,50	0,015	42,00	1,382	0,068
R ₃ R ₄	36	0,02540	250	62,50	0,015	42,00	1,673	0,082
R ₄ R ₅	50	0,00507	250	62,50	0,015	42,00	0,748	0,037
R ₅ R ₆	36	0,00509	250	62,50	0,015	42,00	0,749	0,037
R ₆ R ₇	36	0,01367	250	62,50	0,015	42,00	1,228	0,060
R ₇ R ₈	46	0,01367	250	62,50	0,015	42,00	1,227	0,060

Tableau : Tronçon 2

Conduite	Longueur (m)	Pente i (m/m)	Diamètre (mm)	Rayon Hyd. (mm)	n	C	Vitesse (m/s)	Débit (m ³ /s)
R ₁ R ₂	17	0,02284	500	125	0,02	47,14	2,519	0,495
R ₂ R ₃	76	0,01742	500	125	0,02	47,14	2,199	0,432
R ₃ R ₄	38	0,01065	500	125	0,02	47,14	1,720	0,338
R ₄ R ₅	42	0,01066	500	125	0,02	47,14	1,721	0,338
R ₅ R ₆	35	0,01066	500	125	0,02	47,14	1,721	0,338
R ₆ R ₇	52	0,00198	500	125	0,02	47,14	0,742	0,140
R ₇ R ₈	39	0,00477	500	125	0,02	47,14	1,151	0,226
R ₈ R ₉	35	0,00074	500	125	0,02	47,14	0,454	0,089
R ₉ R ₁₀	37	0,00446	500	125	0,02	47,14	1,113	0,219
R ₁₀ R ₁₁	37	0,00449	500	125	0,02	47,14	1,116	0,219
R ₁₁ R ₁₂	40	0,00447	500	125	0,02	47,14	1,115	0,219
R ₁₂ R ₁₃	45	0,00447	500	125	0,02	47,14	1,114	0,219
R ₁₃ R ₁₄	37	0,00189	500	125	0,02	47,14	0,724	0,142
R ₁₄ R ₁₅	31	0,00188	500	125	0,02	47,14	0,722	0,142
R ₁₅ R ₁₆	42	0,00189	500	125	0,02	47,14	0,725	0,142
R ₁₆ R ₁₇	37	0,00186	500	125	0,02	47,14	0,719	0,141
R ₁₇ R ₁₈	55	0,00188	500	125	0,02	47,14	0,723	0,142
R ₁₈ R ₁₉	35	0,00189	500	125	0,02	47,14	0,724	0,142
R ₁₉ R ₂₀	30	0,00191	500	125	0,02	47,14	0,728	0,143
R ₂₀ R ₂₁	27	0,00186	500	125	0,02	47,14	0,718	0,141
R ₂₁ R ₂₂	31	0,00190	500	125	0,02	47,14	0,726	0,142
R ₂₂ R ₂₃	34	0,00187	500	125	0,02	47,14	0,722	0,142
R ₂₃ R ₂₄	32	0,00188	500	125	0,02	47,14	0,724	0,142
R ₂₄ R ₂₅	27	0,00848	500	125	0,02	47,14	1,535	0,301
R ₂₅ R ₂₆	40	0,00817	500	125	0,02	47,14	1,507	0,296
R ₂₆ R ₂₇	31	0,00816	500	125	0,02	47,14	1,506	0,296
R ₂₇ R ₂₈	45	0,00815	500	125	0,02	47,14	1,504	0,296
R ₂₈ R ₂₉	31	0,00817	500	125	0,02	47,14	1,506	0,296
R ₂₉ R ₃₀	36	0,01041	500	125	0,02	47,14	1,701	0,334
R ₃₀ R ₃₁	34	0,01041	500	125	0,02	47,14	1,701	0,334
R ₃₁ R ₃₂	34	0,01041	500	125	0,02	47,14	1,700	0,334

Tableau : Tronçon 4

Conduite	Longueur (m)	Pente i (m/m)	Diamètre (mm)	Rayon Hyd. (mm)	n	C	Vitesse (m/s)	Débit (m ³ /s)
R ₁ R ₂	47	0,00106	500	125	0,015	47,14	0,542	0,106
R ₂ R ₃	41	0,00104	500	125	0,015	47,14	0,539	0,106
R ₃ R ₄	89	0,00056	500	125	0,015	47,14	0,396	0,078
R ₄ R ₅	96	0,00136	500	125	0,015	47,14	0,616	0,121
R ₅ R ₆	55	0,00157	500	125	0,015	47,14	0,659	0,129
R ₆ R ₇	58	0,00143	500	125	0,015	47,14	0,631	0,124
R ₇ R ₈	34	0,00958	500	125	0,015	47,14	1,632	0,320
R ₈ R ₉	85	0,00959	500	125	0,015	47,14	1,632	0,321
R ₉ R ₁₀	36	0,00960	500	125	0,015	47,14	1,633	0,321
R ₁₀ R ₁₁	33	0,00958	500	125	0,015	47,14	1,631	0,320
R ₁₁ R ₁₂	68	0,00960	500	125	0,015	47,14	1,633	0,321
R ₁₂ R ₁₃	26	0,00958	500	125	0,015	47,14	1,631	0,320
R ₁₃ R ₁₄	59	0,00814	500	125	0,015	47,14	1,504	0,295
R ₁₄ R ₁₅	41	0,00813	500	125	0,015	47,14	1,503	0,295
R ₁₅ R ₁₆	38	0,00813	500	125	0,015	47,14	1,503	0,295
R ₁₆ R ₁₇	34	0,00816	500	125	0,015	47,14	1,506	0,296
R ₁₇ R ₁₈	54	0,00813	500	125	0,015	47,14	1,503	0,295
R ₁₈ R ₁₉	50	0,00100	500	125	0,015	47,14	0,528	0,104
R ₁₉ R ₂₀	71	0,00101	500	125	0,015	47,14	0,529	0,104
R ₂₀ R ₂₁	38	0,00101	500	125	0,015	47,14	0,530	0,104
R ₂₁ R ₂₂	39	0,00101	500	125	0,015	47,14	0,530	0,104
R ₂₂ R ₂₃	40	0,00099	500	125	0,015	47,14	0,525	0,103
R ₂₃ R ₂₄	45	0,00102	500	125	0,015	47,14	0,533	0,105
R ₂₄ R ₂₅	53	0,00100	500	125	0,015	47,14	0,527	0,103
R ₂₅ R ₂₆	37	0,00100	500	125	0,015	47,14	0,527	0,103
R ₂₆ R ₂₇	58	0,00100	500	125	0,015	47,14	0,528	0,104

Tableau : Tronçon 5

Eaux usées Grand Louga

Conduite	Longueur (m)	Pente i (m/m)	Diamètre (mm)	Rayon Hyd. (mm)	n	C	Vitesse (m/s)	Débit max (m ³ /s)
R1 - R2	25	0,0055	250	62,5	0,015	41,997	0,7787	0,0382
R2 - R3	19	0,0055	250	62,5	0,015	41,997	0,7787	0,0382
R3 - R4	30	0,0055	250	62,5	0,015	41,997	0,7787	0,0382
R4 - R5	35	0,0055	250	62,5	0,015	41,997	0,7787	0,0382
R5 - R6	30	0,0055	250	62,5	0,015	41,997	0,7787	0,0382
R6-R7	30	0,0055	250	62,5	0,015	41,997	0,7787	0,0382
R7-R8	30	0,0055	250	62,5	0,015	41,997	0,7787	0,0382
R8-R9	30	0,0055	250	62,5	0,015	41,997	0,7787	0,0382
R9-R10	30	0,0055	250	62,5	0,015	41,997	0,7787	0,0382
R10-R11	30	0,0055	250	62,5	0,015	41,997	0,7787	0,0382

Tableau 36 : Tronçon A – B

Conduite	Longueur (m)	Pente i (m/m)	Diamètre (m)	Rayon Hyd. (m)	n	C	Vitesse (m/s)	Débit max (m ³ /s)
R1 - R2	32	0,0030	250	62,5	0,015	41,997	0,5751	0,0282
R2 - R3	30	0,0030	250	62,5	0,015	41,997	0,5751	0,0282
R3 - R4	30	0,0030	250	62,5	0,015	41,997	0,5751	0,0282
R4 - R5	30	0,0030	250	62,5	0,015	41,997	0,5751	0,0282
R5 - R6	30	0,0030	250	62,5	0,015	41,997	0,5751	0,0282

Tableau 37 : Tronçon C – D

Conduite	Longueur (m)	Pente i (m/m)	Diamètre (mm)	Rayon Hyd. (mm)	n	C	Vitesse (m/s)	Débit max (m ³ /s)
R1 - R2	30	0,0065	250	62,5	0,015	41,997	0,8465	0,0416
R2 - R3	30	0,0065	250	62,5	0,015	41,997	0,8465	0,0416
R3 - R4	35	0,0065	250	62,5	0,015	41,997	0,8465	0,0416
R4 - R5	30	0,0065	250	62,5	0,015	41,997	0,8465	0,0416
R5 - R6	35	0,0065	250	62,5	0,015	41,997	0,8465	0,0416
R6 - R7	30	0,0065	250	62,5	0,015	41,997	0,8465	0,0416
R7 - R8	30	0,0065	250	62,5	0,015	41,997	0,8465	0,0416
R8 - R9	30	0,0065	250	62,5	0,015	41,997	0,8465	0,0416
R9 - R10	34	0,0065	250	62,5	0,015	41,997	0,8465	0,0416

Tableau 38 : Tronçon E – D

Conduite	Longueur (m)	Pente i (m/m)	Diamètre (mm)	Rayon Hyd. (mm)	n	C	Vitesse (m/s)	Débit max (m ³ /s)
R1 - R2	40	0,0050	250	62,5	0,015	41,997	0,7424	0,0364
R2 - R3	30	0,0050	250	62,5	0,015	41,997	0,7424	0,0364
R3 - R4	30	0,0050	250	62,5	0,015	41,997	0,7424	0,0364
R4 - R5	30	0,0050	250	62,5	0,015	41,997	0,7424	0,0364
R5 - R6	30	0,0050	250	62,5	0,015	41,997	0,7424	0,0364
R6 - R7	36	0,0050	250	62,5	0,015	41,997	0,7424	0,0364
R7 - R8	30	0,0050	250	62,5	0,015	41,997	0,7424	0,0364
R8 - R9	34	0,0050	250	62,5	0,015	41,997	0,7424	0,0364
R9 - R10	25	0,0050	250	62,5	0,015	41,997	0,7424	0,0364
R10 - R11	30	0,0050	250	62,5	0,015	41,997	0,7424	0,0364
R11 - R12	30	0,0050	250	62,5	0,015	41,997	0,7424	0,0364
R12 - R13	30	0,0050	250	62,5	0,015	41,997	0,7424	0,0364
R13 - R14	30	0,0050	250	62,5	0,015	41,997	0,7424	0,0364
R14 - R15	30	0,0050	250	62,5	0,015	41,997	0,7424	0,0364
R15 - R16	30	0,0050	250	62,5	0,015	41,997	0,7424	0,0364
R16 - R17	30	0,0050	250	62,5	0,015	41,997	0,7424	0,0364

Tableau 39 : Tronçon U - V

Conduite	Longueur (m)	Pente i (m/m)	Diamètre (mm)	Rayon Hyd. (mm)	n	C	Vitesse (m/s)	Débit max (m ³ /s)
R1 - R2	30	0,0070	250	62,5	0,015	41,997	0,8784	0,0431
R2 - R3	30	0,0070	250	62,5	0,015	41,997	0,8784	0,0431
R3 - R4	30	0,0070	250	62,5	0,015	41,997	0,8784	0,0431
R4 - R5	30	0,0070	250	62,5	0,015	41,997	0,8784	0,0431
R5 - R6	30	0,0070	250	62,5	0,015	41,997	0,8784	0,0431
R6 - R7	35	0,0070	250	62,5	0,015	41,997	0,8784	0,0431
R7 - R8	44	0,0030	250	62,5	0,015	41,997	0,5751	0,0282
R8 - R9	30	0,0030	250	62,5	0,015	41,997	0,5751	0,0282
R9 - R10	27	0,0030	250	62,5	0,015	41,997	0,5751	0,0282
R10 - R11	16	0,0030	250	62,5	0,015	41,997	0,5751	0,0282
R11 - R12	31	0,0030	250	62,5	0,015	41,997	0,5751	0,0282
R12 - R13	29	0,0030	250	62,5	0,015	41,997	0,5751	0,0282
R13 - R14	30	0,0030	250	62,5	0,015	41,997	0,5751	0,0282
R14 - R15	33	0,0030	250	62,5	0,015	41,997	0,5751	0,0282

Tableau 40 : Tronçon W - J (Avenue de la gare prolongée)

Conduite	Longueur (m)	Pente i (m/m)	Diamètre (mm)	Rayon Hyd. (mm)	n	C	Vitesse (m/s)	Débit max (m ³ /s)
R1 - R2	30	0,0030	250	62,5	0,015	41,997	0,5751	0,0282
R2 - R3	30	0,0030	250	62,5	0,015	41,997	0,5751	0,0282
R3 - R4	30	0,0030	250	62,5	0,015	41,997	0,5751	0,0282
R4 - R5	30	0,0030	250	62,5	0,015	41,997	0,5751	0,0282
R5 - R6	30	0,0030	250	62,5	0,015	41,997	0,5751	0,0282
R6 - R7	30	0,0030	250	62,5	0,015	41,997	0,5751	0,0282
R7 - R8	30	0,0030	250	62,5	0,015	41,997	0,5751	0,0282
R8 - R9	30	0,0030	250	62,5	0,015	41,997	0,5751	0,0282
R9 - R10	30	0,0030	250	62,5	0,015	41,997	0,5751	0,0282
R10 - R11	27	0,0030	250	62,5	0,015	41,997	0,5751	0,0282

Tableau 41 : Tronçon K – J

Conduite	Longueur (m)	Pente i (m/m)	Diamètre (mm)	Rayon Hyd. (mm)	n	C	Vitesse (m/s)	Débit max (m ³ /s)
R1 - R2	30	0,0030	250	62,5	0,015	41,997	0,5751	0,0282
R2 - R3	30	0,0030	250	62,5	0,015	41,997	0,5751	0,0282
R3 - R4	30	0,0030	250	62,5	0,015	41,997	0,5751	0,0282
R4 - R5	30	0,0030	250	62,5	0,015	41,997	0,5751	0,0282
R5 - R6	30	0,0030	250	62,5	0,015	41,997	0,5751	0,0282
R6 - R7	40	0,0030	250	62,5	0,015	41,997	0,5751	0,0282

Tableau 42 : Tronçon L – K

Conduite	Longueur (m)	Pente i (m/m)	Diamètre (mm)	Rayon Hyd (mm)	n	C	Vitesse (m/s)	Débit max (m ³ /s)
R1 - R2	30	0,0030	250	62,5	0,015	41,997	0,5751	0,0282
R2 - R3	30	0,0030	250	62,5	0,015	41,997	0,5751	0,0282
R3 - R4	30	0,0030	250	62,5	0,015	41,997	0,5751	0,0282
R4 - R5	30	0,0030	250	62,5	0,015	41,997	0,5751	0,0282
R5 - R6	30	0,0030	250	62,5	0,015	41,997	0,5751	0,0282
R6 - R7	30	0,0030	250	62,5	0,015	41,997	0,5751	0,0282
R7 - R8	30	0,0030	250	62,5	0,015	41,997	0,5751	0,0282
R8 - R9	30	0,0030	250	62,5	0,015	41,997	0,5751	0,0282
R9 - R10	30	0,0030	250	62,5	0,015	41,997	0,5751	0,0282
R10 - R11	30	0,0030	250	62,5	0,015	41,997	0,5751	0,0282
R11 - R12	30	0,0030	250	62,5	0,015	41,997	0,5751	0,0282
R12 - R13	30	0,0030	250	62,5	0,015	41,997	0,5751	0,0282
R13 - R14	30	0,0030	250	62,5	0,015	41,997	0,5751	0,0282
R14 - R15	30	0,0030	250	62,5	0,015	41,997	0,5751	0,0282
R15 - R16	30	0,0030	250	62,5	0,015	41,997	0,5751	0,0282
R16 - R17	30	0,0030	250	62,5	0,015	41,997	0,5751	0,0282
R17 - R18	30	0,0030	250	62,5	0,015	41,997	0,5751	0,0282
R18 - R19	18	0,0030	250	62,5	0,015	41,997	0,5751	0,0282

Tableau 43 : Tronçon S - Q

Conduite	Longueur (m)	Pente i (m/m)	Diamètre (mm)	Rayon Hyd (mm)	n	C	Vitesse (m/s)	Débit max (m ³ /s)
R1 - R2	30	0,0030	250	62,5	0,015	41,997	0,5751	0,0282
R2 - R3	30	0,0030	250	62,5	0,015	41,997	0,5751	0,0282
R3 - R4	30	0,0030	250	62,5	0,015	41,997	0,5751	0,0282
R4 - R5	25	0,0030	250	62,5	0,015	41,997	0,5751	0,0282
R5 - R6	30	0,0030	250	62,5	0,015	41,997	0,5751	0,0282
R6 - R7	30	0,0030	250	62,5	0,015	41,997	0,5751	0,0282
R7 - R8	30	0,0030	250	62,5	0,015	41,997	0,5751	0,0282
R8 - R9	30	0,0030	250	62,5	0,015	41,997	0,5751	0,0282
R9 - R10	36	0,0030	250	62,5	0,015	41,997	0,5751	0,0282

Tableau 44 : Tronçon Q - Q

Conduite	Longueur (m)	Pente i (m/m)	Diamètre (mm)	Rayon Hyd. (mm)	n	C	Vitesse (m/s)	Débit max (m ³ /s)
R1 - R2	27	0,0050	250	62,5	0,015	41,997	0,7424	0,0364
R2 - R3	31	0,0050	250	62,5	0,015	41,997	0,7424	0,0364
R3 - R4	30	0,0050	250	62,5	0,015	41,997	0,7424	0,0364
R4 - R5	30	0,0050	250	62,5	0,015	41,997	0,7424	0,0364
R5 - R6	30	0,0050	250	62,5	0,015	41,997	0,7424	0,0364
R6 - R7	30	0,0050	250	62,5	0,015	41,997	0,7424	0,0364
R7 - R8	40	0,0050	250	62,5	0,015	41,997	0,7424	0,0364
R8 - R9	30	0,0050	250	62,5	0,015	41,997	0,7424	0,0364
R9 - R10	30	0,0050	250	62,5	0,015	41,997	0,7424	0,0364

Tableau 45 : Tronçon N - M - K

Conduite	Longueur (m)	Pente i (m/m)	Diamètre (mm)	Rayon Hyd. (mm)	n	C	Vitesse (m/s)	Débit max (m ³ /s)
R1 - R2	20	0,0041	250	62,5	0,015	41,997	0,6723	0,0330
R2 - R3	30	0,0041	250	62,5	0,015	41,997	0,6723	0,0330
R3 - R4	30	0,0041	250	62,5	0,015	41,997	0,6723	0,0330
R4 - R5	30	0,0041	250	62,5	0,015	41,997	0,6723	0,0330
R5 - R6	30	0,0041	250	62,5	0,015	41,997	0,6723	0,0330
R6 - R7	30	0,0041	250	62,5	0,015	41,997	0,6723	0,0330
R7 - R8	30	0,0041	250	62,5	0,015	41,997	0,6723	0,0330
R8 - R9	30	0,0041	250	62,5	0,015	41,997	0,6723	0,0330
R9 - R10	30	0,0041	250	62,5	0,015	41,997	0,6723	0,0330
R10 - R11	30	0,0041	250	62,5	0,015	41,997	0,6723	0,0330
R11 - R12	30	0,0041	250	62,5	0,015	41,997	0,6723	0,0330
R12 - R13	30	0,0041	250	62,5	0,015	41,997	0,6723	0,0330
R13 - R14	30	0,0041	250	62,5	0,015	41,997	0,6723	0,0330
R14 - R15	30	0,0041	250	62,5	0,015	41,997	0,6723	0,0330
R15 - R16	30	0,0041	250	62,5	0,015	41,997	0,6723	0,0330
R16 - R17	30	0,0041	250	62,5	0,015	41,997	0,6723	0,0330
R17 - R18	25	0,0041	250	62,5	0,015	41,997	0,6723	0,0330

Tableau 46 : Tronçon G - F

Conduite	Longueur (m)	Pente i (m/m)	Diamètre (mm)	Rayon Hyd. (Mm)	n	C	Vitesse (m/s)	Débit max (m ³ /s)
R1 - R2	30	0,0067	250	62,5	0,015	41,997	0,8594	0,0422
R2 - R3	30	0,0067	250	62,5	0,015	41,997	0,8594	0,0422
R3 - R4	30	0,0067	250	62,5	0,015	41,997	0,8594	0,0422
R4 - R5	31	0,0067	250	62,5	0,015	41,997	0,8594	0,0422
R5 - R6	10	0,0067	250	62,5	0,015	41,997	0,8594	0,0422
R6 - R7	20	0,0054	250	62,5	0,015	41,997	0,7715	0,0379
R7 - R8	30	0,0054	250	62,5	0,015	41,997	0,7715	0,0379
R8 - R9	30	0,0054	250	62,5	0,015	41,997	0,7715	0,0379
R9 - R10	30	0,0054	250	62,5	0,015	41,997	0,7715	0,0379
R10 - R11	30	0,0054	250	62,5	0,015	41,997	0,7715	0,0379
R11 - R12	30	0,0054	250	62,5	0,015	41,997	0,7715	0,0379
R12 - R13	30	0,0054	250	62,5	0,015	41,997	0,7715	0,0379
R13 - R14	30	0,0054	250	62,5	0,015	41,997	0,7715	0,0379
R14 - R15	30	0,0054	250	62,5	0,015	41,997	0,7715	0,0379
R15 - R16	33	0,0054	250	62,5	0,015	41,997	0,7715	0,0379

Tableau 47 : Tronçon A - F

Conduite	Longueur (m)	Pente i (m/m)	Diamètre (mm)	Rayon Hyd. (mm)	n	C	Vitesse (m/s)	Débit max (m ³ /s)
R1 - R2	30	0,004	250	62,5	0,015	41,997	0,6640	0,0326
R2 - R3	30	0,004	250	62,5	0,015	41,997	0,6640	0,0326
R3 - R4	30	0,004	250	62,5	0,015	41,997	0,6640	0,0326
R4 - R5	30	0,004	250	62,5	0,015	41,997	0,6640	0,0326
R5 - R6	30	0,004	250	62,5	0,015	41,997	0,6640	0,0326
R6 - R7	30	0,004	250	62,5	0,015	41,997	0,6640	0,0326
R7 - R8	30	0,004	250	62,5	0,015	41,997	0,6640	0,0326
R8 - R9	30	0,004	250	62,5	0,015	41,997	0,6640	0,0326
R9 - R10	30	0,004	250	62,5	0,015	41,997	0,6640	0,0326
R10 - R11	30	0,004	250	62,5	0,015	41,997	0,6640	0,0326
R11 - R12	30	0,004	250	62,5	0,015	41,997	0,6640	0,0326
R12 - R13	30	0,004	250	62,5	0,015	41,997	0,6640	0,0326
R13 - R14	30	0,004	250	62,5	0,015	41,997	0,6640	0,0326
R14 - R15	30	0,004	250	62,5	0,015	41,997	0,6640	0,0326
R15 - R16	30	0,004	250	62,5	0,015	41,997	0,6640	0,0326
R16 - R17	30	0,004	250	62,5	0,015	41,997	0,6640	0,0326
R17 - R18	28	0,004	250	62,5	0,015	41,997	0,6640	0,0326
R18 - R19	30	0,004	250	62,5	0,015	41,997	0,6640	0,0326
R19 - R20	22	0,004	250	62,5	0,015	41,997	0,6640	0,0326
R20 - R21	20	0,004	250	62,5	0,015	41,997	0,6640	0,0326

Tableau 48 : Tronçon H - I

Annexe n°3 : Photographies de la STEP



