

REPUBLIQUE DU SENEGAL
UNIVERSITE CHEIKH ANTA DIOP



GC.0668

ECOLE POLYTECHNIQUE DE THIES
Département de Génie Civil

PROJET DE FIN D'ETUDES
EN VUE DE L'OBTENTION DU DIPLOME D'INGENIEUR DE CONCEPTION

TITRE:

**ASSAINISSEMENT PLUVIAL DES QUARTIERS
SAM , TABA NGOYE I ET II DE LA VILLE
DE KAOLACK**

AUTEUR: MOMATH CISSE

DIRECTEUR : M. SEYNI TAMBA

CO-DIRECTEUR: M. AMADOU SARR

DIRECTEUR EXTERNE: M. ABDOU DIOUF

JUIN 95

REMERCIEMENTS

Le présent travail ne saurait être l'oeuvre d'une seule personne ; c'est la raison pour laquelle nous remercions tous ceux qui ont contribué à l'élaboration de ce document .

Nous citerons particulièrement mes directeurs de projet internes et externes pour leurs disponibilité et leurs conseils pertinents .

Nous remercions également tous ceux qui de près ou de loin ont participé à l'élaboration de ce document .

SOMMAIRE

Le présent rapport sanctionne les études relatives à la conception d'un réseau d'égout pluvial pour les quartiers TABA NGOYE I , II et SAM de la ville de Kaolack.

Pour ce faire , nous avons tout d'abord exploité les résultats de du C.E.I.H. pour les adapter à la ville de Kaolack . Cette exploitation nous a permis de trouver une expression de l'intensité moyenne de la pluie en fonction de la durée de l'averse . Ensuite, nous avons procédé à une implantation du réseau qui a essentiellement consisté à la délimitation de la zone d'étude et au choix de l'exutoire pour le déversement .

Puis , après avoir déterminé les principaux critères de design (fréquence de design , coefficient de ruissellement , temps de concentration , pentes , vitesses minimale et maximale) , nous avons procédé , à l'aide de la méthode rationnelle et de celle de Caquot , à l'estimation des débits de pointe .

Le débit de pointe nous permis de calculer:

- les diamètres pour les conduites enterrées ;
- les profondeurs d'eau pour les conduites à ciel ouvert ;

Enfin, nous avons procédé à une évaluation financière du projet et avons donné quelques recommandations

TABLES DES MATIERES

III

REMERCIEMENTS.....	I
SOMMAIRE.....	II
TABLE DES MATIERES.....	III
LISTE DES TABLEAUX.....	IV
LISTE DES PLANS	V
LISTE DES FIGURES.....	VI
CHAPITRE I: INTRODUCTION	1
1-1 BUTS POURSUIVIS	1
1-2 DONNEES DISPONIBLES	2
1-3 ETAPE ET METHODOLOGIE GENERALE	3
CHAPITRE II : ETUDE DU MILIEU	4
2-1 SITUATION GEOGRAPHIQUE DE LA VILLE DE KAOLACK	4
2-2 DESCRIPTION DES TERRAINS	5
2-3 SITUATION DE KAOLACK DANS LE DOMAINE SOUDANIEN	6
2-3-1 LE CLIMAT	6
2-3-2 LES PRECIPITATIONS	6
2-3-3 LES TEMPERATURES	7
2-4 POPULATION ET ORGANISATION SOCIO-POLITIQUE	7
2-4-1 POPULATION	7
2-4-2 ORGANISATION SOCIO-POLITIQUE	8
2-5 OCCUPATION DE L'ESPACE URBAIN	8

2-6	SITUATION ÉCONOMIQUE DE LA VILLE DE KAOLACK	9
	2-6-1 VOCATION AGRICOLE : capitale du bassin arachidier	9
	2-6-2 L'INDUSTRIE ET L'ARTISANAT	10
	2-6-3 LE COMMERCE	11
	2-6-4 LE TRANSPORT	11
	2-6-5 L'HÔTELLERIE	13
	2-6-6 LES INSTITUTIONS FINANCIÈRES	13
2-7	DEGRÉ D'URBANISATION, ÉTUDE DES SOLS, TOPOGRAPHIE DE LA ZONE D'ÉTUDE	14
2-8	SITUATION ACTUELLE DU RÉSEAU D'ASSAINISSEMENT	14
	2-8-1 LE RÉSEAU EAUX PLUVIALES	15
	2-8-2 LES RÉSEAUX D'EAUX USÉES	15
	2-8-3 DIFFICULTÉS DE FONCTIONNEMENT DU RÉSEAU D'EAUX PLUVIALES	16
	2-8-4 DIFFICULTÉS DE FONCTIONNEMENT DU RÉSEAU EAUX USÉES	17
CHAPITRE III : ÉTUDE DES COURBES INTENSITÉ-DURÉE-FRÉQUENCE		20
3-1	PRÉSENTATION DES RÉSULTATS	20
3-2	DÉTERMINATION DE LA COURBE I.D.F. D'ÉTUDE ET AJUSTEMENT MATHÉMATIQUE AVEC LA LOI DE MONTANA	21
3-3	CHOIX DE LA FRÉQUENCE DE DESIGN	23

CHAPITRE IV : IMPLANTATION DU RESEAU	25
4-1 DÉLIMITATION DE LA ZONE D'ÉTUDE	25
4-2 CHOIX DES POINTS DE DÉVERSEMENT	26
4-3 TRACÉ DU RÉSEAU	27
CHAPITRE V : DIMENSIONNEMENT DU RESEAU	28
5-1 EVALUATION DES DÉBITS DE POINTE	28
5-1-1 Principes de calcul méthode rationnelle	28
5-2 CRITERES DE DESIGN	29
5-2-1 EVALUATION DU TEMPS DE CONCENTRATION	29
5-2-2 CALCUL DE L'INTENSITÉ MOYENNE I	32
5-2-3 ESTIMATION DU COEFFICIENT DE RUISSELLEMENT	33
5-3 DÉLIMITATION DES SOUS BASSINS	34
5-4 TYPE D'OUVRAGES	35
5-5 EMLACEMENT DES REGARDS	35
5-6 AIRES TRIBUTAIRES	36
A/ CONDUITES ENTERRÉES :	37
A-1 PROCÉDURE DE CALCUL :	37
A-2 PENTES	39
A-3 VITESSES MINIMALE ET MAXIMALE	39
A-4 CALCUL DES PERTES DE CHARGE	40
A-5 CALCUL DE L'ÉLEVATION DU RADIER	42
A-6 EXEMPLE DE CALCUL	43

B/ SECTION PRISMATIQUE:CONDUITES A CIEL OUVERT	44
B-2 PENTES	46
B-3 VITESSES MINIMALE ET MAXIMALE	47
B-4 CALCUL DES PERTES DE CHARGE	47
B-5 CALCUL DE L'ÉLEVATION DU RADIER	47
B-6 Exemple de calcul:	48
5-6 CHOIX DES MATÉRIAUX POUR LES CONDUITES	51
5-7 UNIFORMISATION DES SECTIONS	51
5-8 DISPOSITIONS CONSTRUCTIVES	52
5-8-1 LES OUVRAGES DE CAPTAGE	53
5-8-2 LES OUVRAGES DE DRAINAGE	53
5-8-3 LES OUVRAGES D'ENTRETIEN	54
5-8-4 DISPOSITIONS RELATIVES AUX CONDITIONS DE MISE EN OEUVRE DES CANALISATIONS	54
CHAPITRE VI : EVALUATION FINANCIERE	56
CHAPITRE VII : CONCLUSION ET RECOMMANDATIONS	58
BIBLIOGRAPHIE	
ANNEXE 1 :	
ANNEXE 2 :	
ANNEXE 3 :	

LISTE DES TABLEAUX

TITRES	PAGES
Tableaux 1.1 Pluvimétrie de la ville de Kaolack de 1962 à 1993	62
Tableau 2.1 Type de construction par quartier	63
Tableau 3.1 Hauteurs de précipitations journalières aux divers postes d'observations du Sénégal	22
Tableau 3.2 Hauteurs de précipitations journalières exceptionnelles de la ville de Kaolack	21
Tableau 5.1 Coefficient de ruissellement pour différents secteurs et différentes surfaces	64
Tableau 1 Aires tributaires du collecteur 1 (section trapézoïdale)	65
Tableau 2 Aires tributaires du collecteur 2 (section trapézoïdale)	66
Tableau 3 Aires tributaires du collecteur 3 (section trapézoïdale)	67
Tableau 4 Aires tributaires du collecteur 4 (section trapézoïdale)	68
Tableau 5 Aires tributaires du collecteur 5 (section trapézoïdale)	69
Tableau 6 Aires tributaires du collecteur 6 (section trapézoïdale)	70

Tableau 7	Aires tributaires de l'émissaire 1 (section trapézoïdale)	71
Tableau 8	Aires tributaires de l'émissaire 2 (section trapézoïdale)	72
Tableau 9	Aires tributaires du collecteur 1 (section circulaire)	73
Tableau 10	Aires tributaires du collecteur 2 (section circulaire)	74
Tableau 11	Aires tributaires du collecteur 3 (section circulaire)	75
Tableau 12	Aires tributaires du collecteur 4 (section circulaire)	76
Tableau 13	Aires tributaires du collecteur 5 (section circulaire)	77
Tableau 14	Aires tributaires du collecteur 6 (section circulaire)	78
Tableau 15	Aires tributaires du collecteur 7 (section circulaire)	79
Tableau 16	Aires tributaires du collecteur 8 (section circulaire)	80
Tableau 17	Aires tributaires de l'émissaire 1 (section circulaire)	81
Tableau 18	Aires tributaires de l'émissaire 2 (section circulaire)	82

Tableau 19	Dimensions du collecteur 1 (section circulaire)	83
Tableau 20	Dimensions du collecteur 2 (section circulaire)	84
Tableau 21	Dimensions du collecteur 3 (section circulaire)	85
Tableau 22	Dimensions du collecteur 4 (section circulaire)	86
Tableau 23	Dimensions du collecteur 5 (section circulaire)	87
Tableau 24	Dimensions du collecteur 6 (section circulaire)	88
Tableau 25	Dimensions du collecteur 7 (section circulaire)	89
Tableau 26	Dimensions du collecteur 8 (section circulaire)	90
Tableau 28	Dimensions de l'émissaire 1 (section circulaire)	91
Tableau 29	Dimensions de l'émissaire 2 (section circulaire)	92
Tableau 30	Dimensions du collecteur 1 (section trapézoïdale)	93
Tableau 31	Dimensions du collecteur 2 (section trapézoïdale)	94

Tableau 32	Dimensions du collecteur 3 (section trapézoïdale)	95
Tableau 33	Dimensions du collecteur 4 (section trapézoïdale)	96
Tableau 34	Dimensions du collecteur 5 (section trapézoïdale)	97
Tableau 35	Dimensions du collecteur 6 (section trapézoïdale)	98
Tableau 36	Dimensions de l'émissaire 2 (section trapézoïdale)	99
Tableau 37	Dimensions de l'émissaire 1 (section trapézoïdale)	100
Tableau 38	Elevation des radiers :collecteur 1 (section trapézoïdale)	101
Tableau 39	Elevation des radiers :collecteur 2 (section trapézoïdale)	102
Tableau 40	Elevation des radiers :collecteur 3 (section trapézoïdale)	103
Tableau 41	Elevation des radiers :collecteur 4 (section trapézoïdale)	104
Tableau 42	Elevation des radiers :collecteur 5 (section trapézoïdale)	105
Tableau 43	Elevation des radiers :collecteur 6 (section trapézoïdale)	106

Tableau 44	Elevation des radiers :de l'émissaire 1(section trapézoïdale)	107
Tableau 45	Elevation des radiers :de l'émissaire 2 (section trapézoïdale)	108
Tableau 6.1	Prix unitaires des conduites en béton armé	109
Tableau 6.2	Prix unitaires des conduites en béton armé	110
Tableau 6.3	Devis estimatifs pour la zone I (section circulaire)	111
Tableau 6.3	Devis estimatifs pour la zone II (section circulaire)	112
Tableau 6.3	Devis estimatifs pour la zone I (section trapézoïdale)	113
Tableau 6.3	Devis estimatifs pour la zone II (section trapézoïdale)	114

LISTE DES FIGURES

Figure 1 Courbes intensité-durée-fréquence probabilité une fois en 5 ans de la ville de Kaolack

LISTE DES PLANS

Plan 2.1	Ville de Kaolack : Transport
Plan 2.2	Ville de Kaolack : Equipement
Plan 1	Délimitation de la zone d'étude
Plan 2	Réseau et aires tributaires (section circulaire)
Plan 3	Réseau et aires tributaires (section trapézoïdale)

CHAPITRE I :

INTRODUCTION

Les problèmes d'assainissement se posent de nos jours avec une très grande acuité dans les villes africaines. Rares sont les jeunes villes qui disposent de réseau d'assainissement urbain. En outre le problème d'entretien de ces équipements se pose dans les quelques villes équipées de ces infrastructures.

En effet, l'ensablement et le déversement des matières solides contribuent à rendre leur capacité insuffisantes.

A l'instar des autres villes du Sénégal, Kaolack est confrontée à d'énormes problèmes d'assainissement. Une visite de la ville et quelques examens techniques ont démontré que les ouvrages dont dispose Kaolack ne répondent plus aux besoins pour lesquels ils ont été construits.

Le problème est plus aigu dans les quartiers de Guinaw Ray, Taba Ngoye, Sam et environs qui font l'objet de notre étude.

1-1 BUTS POURSUIVIS

Devant l'ampleur de la situation d'insalubrité de Kaolack plus particulièrement de Taba Ngoye, Guinaw Ray, Sam et environs, et vu l'importance de la population, et ayant aussi assisté aux dégâts causés par les pluies ayant écoulé en 1994, il urge de mettre en place des dispositifs adéquats pour l'assainissement de ces quartiers.

C'est dans cette perspective que nous inscrivons la présente étude, autrement dit le but de notre étude est la conception d'un réseau d'assainissement d'eaux pluviales.

Ce réseau aura essentiellement pour fonction d'évacuer le plus rapidement possible, les eaux de ruissellement générées par les pluies au niveau des quartiers. Ce réseau sera constitué de plusieurs collecteurs qui seront des conduites enterrées ou des canaux trapézoïdaux à ciel ouvert ou fermés selon les résultats des différentes études.

La conception de ce réseau nécessite au préalable une bonne représentation des phénomènes pluviométriques qui interviennent dans le calcul des débits de pointe, base de dimensionnement de tout réseau d'égout pluvial.

1-2 DONNEES DISPONIBLES

- Plan d'urbanisme de Taba Ngoye à l'échelle 1/2000
- plan d'urbanisme de la ville de Kaolack à l'échelle 1/5000 avec le réseau d'égout domestique existant.
- profil en long du canal principal
- planimètre du canal principal
- plan de la ville de Kaolack à l'échelle 1/5000 avec des points cotés
- Données météorologiques de la ville de Kaolack de 1900 à 1994 (voir tableau 1.1)

CHAPITRE II : ETUDE DU MILIEU

2-1 SITUATION GÉOGRAPHIQUE DE LA VILLE DE KAOLACK

Kaolack, plaque tournante du centre-est Sénégalais, située par 14°08 de latitude Nord et 16°04 de longitude Ouest, est le carrefour des principales routes nationales qui desservent les régions Orientales, méridionales et du centre-ouest du Sénégal.

En effet, Kaolack est le foyer de convergence des réseaux routiers reliant les régions Nord et Sud, Est et Ouest du bassin arachidier dont la ville devient ainsi le coeur. Il s'agit principalement des axes lourds tels que:

- la Nationale 1, reliant Dakar, Kolda, Tambacounda, Kidira (relayée à Tambacounda par la Nationale 7 qui dessert Kédougou)
- la Nationale 4, reliant Kaolack et Ziguinchor par la Gambie à Balinghor.
- la Nationale 5, reliant à Banjul par Karang.
- la route Kaolack Diourbel qui rejoint la Nationale 3 reliant Thiès à Matam par Diourbel et Linguère.

En outre, Kaolack est reliée à la ligne de chemin de fer Dakar Tambacounda Kidira (Dakar-Niger) par une bretelle de 25 kilomètres environ aboutissant à Guinguinéo.

Ces routes bitumées rapprochent la ville des différents centres économique-administratifs du pays. Kaolack se trouve ainsi, par exemple, à 192 km de Dakar, 275 km de Tambacounda, 262 km de Ziguinchor, 110 km de Banjul.

2-2 DESCRIPTION DES TERRAINS

Le site de Kaolack se présente comme une sorte de cuvette légèrement inclinée du nord au sud. Son sol est sablonneux avec des parties inondables, des tannes herbus et des tannes nus.

A l'instar des autres escales fluviales du Sénégal, la ville de Kaolack est sise sur un bourrelet de berge étroit du fleuve Saloum. Dans son extension, la ville de Kaolack, limitée par les sols de "tannes" situés à l'ouest, au nord-ouest et à l'est a été obligée de croître vers les hautes terres du plateau continental terminal nord.

Aujourd'hui même cette extension vers le nord est compromise par une contrainte majeure, car les limites de la commune fixées par ordonnance n°6039/MI du 22/10/1960 sont presque atteintes.

Ces deux contraintes d'ordre physique pour les tannes et juridique pour les limites (limites communales) constituent à l'heure actuelle un des principaux problèmes à la croissance spatiale de Kaolack.

Aussi le développement urbain de la ville de Kaolack dépend-il essentiellement des mesures qui seront prises en vue de réhabiliter les zones de "tannes", d'une part, et d'étendre le périmètre communal vers le nord et le nord-est, d'autre part.

2-3 SITUATION DE KAOLACK DANS LE DOMAINE SOUDANIESE

2-3-1 LE CLIMAT

A l'image du reste du Sénégal, le climat de Kaolack est marqué par deux saisons distinguées :

- une saison sèche qui dure sept (7) mois environ de novembre à mai, pendant laquelle Kaolack est l'action, d'une part de Novembre à Mars, d'alizés continentaux et d'alizés maritimes occasionnant un temps frais, puis d'autre part d'Avril à Mai, d'alizés maritimes continentalisés et d'alizés chauds entraînant ainsi un temps chaud (maximum thermique atteint en mai : 30.2°C.).

Ces sept mois sont dominés par une amplitude thermique élevée, une forte évaporation et un déficit du bilan de l'eau très prononcé.

- une saison humide (saison des pluies): voir précipitations

2-3-2 LES PRÉCIPITATIONS

En année normale, la station de Kaolack enregistre environ 800 mm de précipitations. La saison des pluies débute en général en Juin avec la mise en place du Front Intertropical (F.I.T.) et se termine en Octobre. Le maximum pluviométrique est enregistré au mois d'Août avec environ 295 mm soit 37% du total annuel.

Les mois de Mai et de Novembre constituent donc des mois de transition entre la saison sèche et la saison des pluies. Cette dernière enregistre cependant des pluies de "HEUG" qui tombent pendant les mois de Novembre, Janvier, et Février.

2-3-3 LES TEMPÉRATURES

La distribution des températures à Kaolack l'une des villes les plus chaudes du Sénégal résulte de trois (3) facteurs principaux:

- le facteur cosmique (incidence des rayons solaires)
- les facteurs météorologiques (vents, nébulosités, pluies) qui réduisent l'insolation et abaissent les températures.
- et les facteurs géographiques qui sont tout particulièrement importants dans le climat de Kaolack.

2-4 POPULATION ET ORGANISATION SOCIO-POLITIQUE

2-4-1 POPULATION

La population de Kaolack est passée de 106899 habitants en 1976 à 120000 habitants en 1984.

Dans une première approche sur la base du recensement de 1976, on prévoyait le doublement de cette population à l'an 2009.

Le recensement de 1988 apporte une précision qui permet de saisir de manière plus efficace les perspectives et fixer des objectifs en conséquence.

La population de Kaolack, au terme de ce même recensement de 1988, est de 152000 habitants.

Le taux de croissance est de 3,2% par an.

Sur la base de ces données, la population qui, en 1988 était de 152000 habitants aura plus que doublée en vingt quatre années (24). Elle sera en l'an 2011 de 313612 habitants.

2-4-2 ORGANISATION SOCIO-POLITIQUE

La commune de Kaolack est organisée en 24 quartiers peuplés en majorité de Wolof. Cependant, certains quartiers et sous-quartiers accusent une autre majorité ethnique (Sérères).

Le quartier constitue la cellule de base de l'organisation socio-politique de la ville.

2-5 OCCUPATION DE L'ESPACE URBAIN

L'occupation du sol de Kaolack résulte de lotissements (réguliers) et de quartiers irréguliers qui se suivent depuis les années 1900 jusqu'à 1967

Ainsi deux (2) modes d'occupation ont été principalement relevés:

- les quartiers lotis : avec des superficies de parcelles variables. Une bonne partie de notre zone d'étude (Sam) se situe dans cette catégorie d'occupation.

- les quartiers non lotis (quartiers irréguliers): la plupart du temps implantés sur des terrains non affectés. Cette dernière catégorie pose le problème des "irréguliers". Comme précédemment indiqué, Kaolack après l'année 1967, a cessé de disposer de véritables lotissements précédant les occupations anarchiques pour lui garantir une croissance harmonieuse; et, ce manque de parcelles disponibles au moment où la croissance démographique ne pouvait être ralentie, a conduit au développement de quartiers irréguliers que les pouvoirs publics tentent encore aujourd'hui d'améliorer par une régularisation sur place, une amélioration des conditions de vie.

A ce propos, on peut relever parmi les quartiers non lotis, Taba Ngoy I et II, Guinaw Ray de notre zone d'étude.

Aujourd'hui, Kaolack est confrontée à un problème d'extension, donc la seule solution est la remise en ordre du tissu urbain par l'amélioration des zones irrégulières pour répondre aux exigences d'un grand centre d'équilibre, d'une capitale arachidière et d'une ville relais entre des zones de forte densité de population et de flux commercial de niveau très élevé.

2-6 SITUATION ÉCONOMIQUE DE LA VILLE DE KAOLACK

Située à l'intersection des routes nationales I et II, qui la relie à Dakar, Mbour, Tambacounda, le Mali et la Guinée, et l'autre à Gossas, Diourbel, Niourou, la Casamance, la Gambie, la Guinée Bissau et les régions situées au Nord du pays, Kaolack est une véritable ville carrefour.

Cette situation et celle du chef lieu de région lui confèrent une importance économique certaine.

2-6-1 VOCATION AGRICOLE : Capitale du bassin arachidier

La vocation agricole de la région de Kaolack n'est plus à démontrer avec tous les atouts réunis qui ont fini de faire de cette localité, la zone arachidière et céréalière par excellence.

Région au potentiel de terres arables appréciable, il est noté d'une année à l'autre, l'emblavement de 750 à 800000 hectares de terres toutes cultures confondues.

Le mil, le maïs, le riz sont les principales cultures céréalières. Les différentes productions en moyenne annuel sont:

- 250000 tonnes de Souna
- 50000 tonnes de Sorgho
- 40000 tonnes de Maïs

- Pour l'arachide d'huilerie, la région de Kaolack produit en moyenne 250 à 300000 tonnes, pour l'arachide de bouche, 85% de la production nationale sont produits entre Kaolack et Fatick.

D'autres variétés sont aussi produites ici comme le niébé, le manioc, la patate, le sésame, les pastèques, l'oseille de Guinée ou Bissap etc...

2-6-2 L'INDUSTRIE ET L'ARTISANAT

Kaolack est un milieu sous industrialisé. La SONACOS-LYNDIANE pour l'huilerie, les SALINS pour le sel et l'ISENCY pour le cycle sont les seules unités industrielles de la région. Pour dire l'importance que doit revêtir ici l'artisanat surtout dans un contexte en proie à la récession et où le pouvoir d'achat s'est fortement déprécié suite à la dévaluation du franc cfa et à la hausse des prix.

Elle a bien raison de s'orienter vers les produits de l'artisanat local jugés à la fois moins chers et performants. En plus du potentiel énorme qu'il revêt, il y a aussi que l'artisanat est bien un moyen approprié pour une région à vocation agricole comme Kaolack. Il est une possibilité réelle de valorisation des ressources locales et de transformation des céréales pour l'appui technologique aux petits investisseurs.

2-6-3 LE COMMERCE

Kaolack est une plaque tournante du fait de sa position géographique et de son rôle de chef lieu de région. Il est ainsi le deuxième centre commercial du Sénégal après Dakar. Hormis son grand marché central toujours animé, Kaolack abrite de nombreux petits marchés dont les plus connus sont:

- le marché Zing
- le marché Gueth
- le marché Ocasse

et de nombreuse maisons de commerce (SONADIS,AFRICOM...) .

Kaolack est également le pôle le plus important des échanges commerciaux entre le Sénégal et la Gambie (riz, tissus, sucre...) et non le moindre après Dakar de ceux avec le Mali (sel, kola, piment, dattes, raisins,...) et les deux autres Guinées.

2-6-4 LE TRANSPORT

Pour le transport inter urbain, Kaolack et son arrière plan sont relativement bien servis du fait de leur liaison aux réseaux des différents moyens de transport.

Comme il a été indiqué plus haut, elle se trouve à l'intersection de deux voies routières importantes: la route Nationale n°1 et la route Nationale n°2.

Kaolack est relié à l'axe de la voie ferrée Dakar Kidira et au chemin de fer malien. (voir plan 2.1)

Les bras de mer du Sine et du Saloum permettent pour Kaolack une ouverture sur la mer avec un port qui a été le second de toute l'Afrique Occidentale.

Ce port dispose de deux quais, celui des Salins et celui du port de Lyndiane, jouant un grand rôle dans les activités économiques de la ville.

Enfin, pour le transport aérien, notons l'existence d'un aérodrome qui peut accueillir des appareils du type DC4 mais qu'on n'utilise pas.

Les transports urbains de Kaolack sont aujourd'hui caractérisés par le développement croissant des moyens de transports clandestins. On peut ainsi inventorier:

- les cars dont 60% sont irréguliers (composés de vieux cars)
- les taxis dont 70% clandestins
- les vélo-taxis dont plus de 80% non reconnus

La Société de transport de la commune du Sine Saloum (SOTRACOSS) assure l'essentiel du transport urbain et de celui du personnel de la SONACOS.

Il convient de souligner le phénomène des "vélo-taxis" qui sont des motocyclettes assurant le transport urbain pour une certaine catégorie de population (jeunes garçons et filles, et même des hommes d'âge adulte). Ce moyen de transport pose des problèmes sociaux puisque d'une part engendrant des ressources monétaires et des emplois, d'autre part étant la source de nombreux accidents de la circulation.

Par ailleurs, la ville de Kaolack possède deux gares routières occupant des espaces exigus et mal aménagés. Il s'agit de:

- la Gare routière Liberté à Saura Ndiougary, tête de ligne pour les véhicules en partance pour Dakar et Thiès. Cette Gare routière va être transférée à l'entrée de la ville

- la Gare routière de Nioro à Léona d'où partent les véhicules à destination de Ziguinchor, Tambacounda et Banjul.

- une troisième Gare routière en projet sur la route de Fatick vers le Camp de Gardes, pourra dans un avenir proche, recevoir dans des installations adéquates, les véhicules allant dans toutes les directions.

2-6-5 L'HÔTELLERIE

Kaolack est relativement bien dotée en infrastructures hôtelières. On y compte plus de cinq hôtels.

2-6-6 LES INSTITUTIONS FINANCIÈRES

Le sous secteurs des banques et assurances a connu un développement rapide à Kaolack. Presque toutes les grandes banques Sénégalaises ont des succursales à Kaolack. Il existe également des compagnies d'assurance. (voir plan 2.2)

2-7 DEGRÉ D'URBANISATION, ÉTUDE DES SOLS, TOPOGRAPHIE DE LA ZONE D'ÉTUDE

Pour pouvoir apprécier l'importance du rapport entre le volume d'eau ruisselé et le volume d'eau précipité, il est important de connaître la nature des sols et le caractère de l'urbanisation.

Sur la zone d'étude, on ne rencontre pratiquement pas de surfaces totalement imperméables hormis les deux tronçons de surfaces bitumées situées près du Lycée Valdiodio Ndiaye

Ces quartiers de type résidentiel dont les maisons sont en majeure partie en banco, crinting ou ciment se situent sur une couche en tanne ou en sable (voir tableau 2.1).

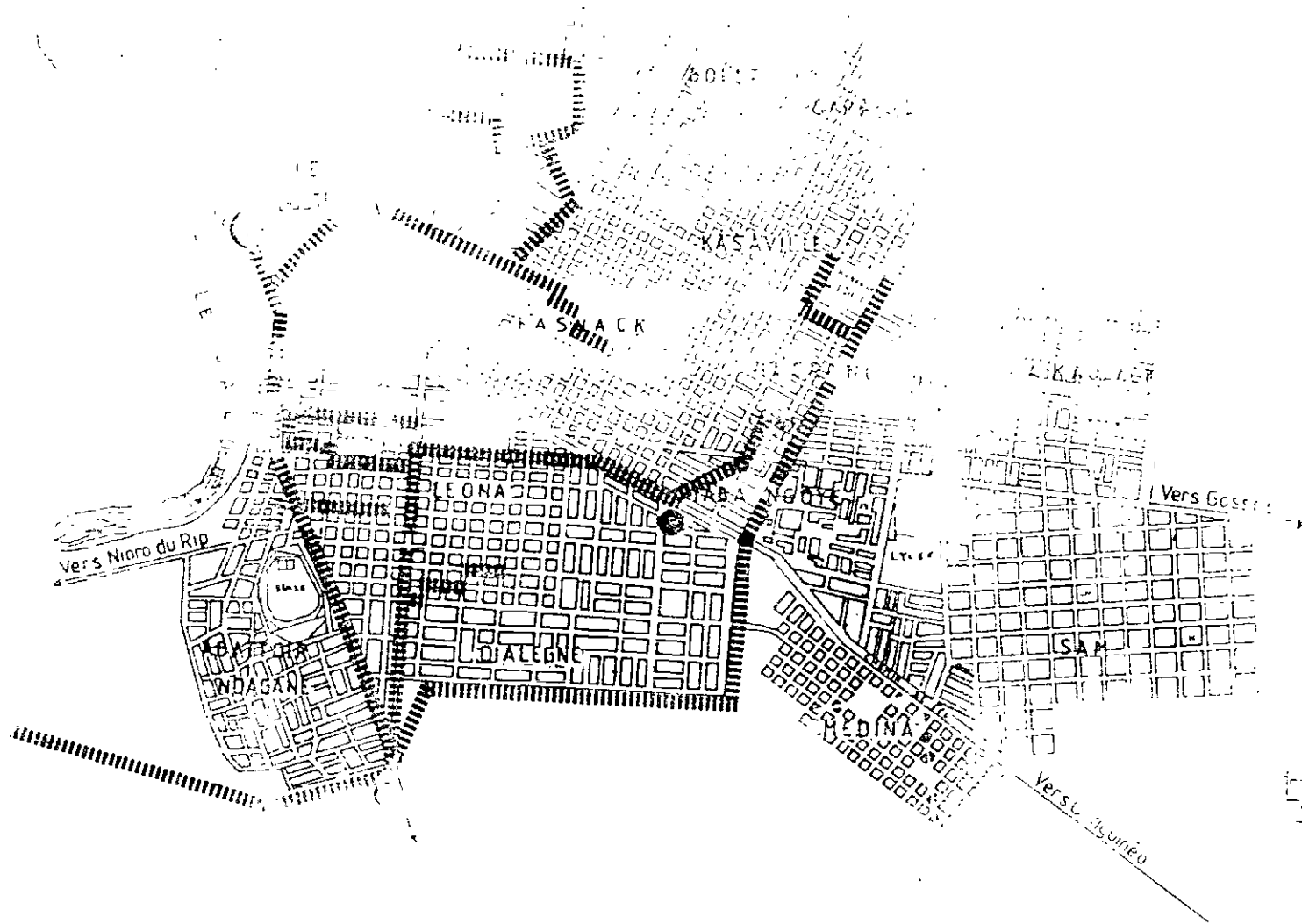
La ville de Kaolack se situe dans une zone relativement plane et basse avec des altitudes n'atteignant presque 5 mètres par rapport au niveau moyen de la mer . Au niveau de la zone d'étude, les côtes décroissent du nord au sud à l'image de la ville. Cependant, il existe quelques points bas qui font que la variation des cotes n'est pas monotone. (voir plan 1)




2-8 SITUATION ACTUELLE DU RÉSEAU D'ASSAINISSEMENT

Le réseau d'assainissement de Kaolack est constitué par le réseau de la Municipalité et celui dit ITALCONSULT dont le concessionnaire est la SONEES.

Il comprend le réseau des eaux usées et vannes et celui des eaux de pluies (voir plan 2.3).

plan 2-3



-  Station de purification
-  Station de pompage
-  Réseaux d'égout

LES SAINISSEMENT D'EAU

ETHELLE

601

2-8-1 LE RÉSEAU EAUX PLUVIALES

Pour résoudre le problème de l'évacuation des eaux pluviales, la Municipalité de Kaolack avait réalisé, il y a quelques années, des caniveaux à ciel ouvert pour la plus grande partie et concentrés dans l'Escale, Léona, Dialègne et Kasnack (voir plan 2.3).

Ces caniveaux sont de deux types:

- Les caniveaux en terre, tous bouchés et pleins de détritrus de toute sortes;
- les caniveaux en béton, certains de ces ouvrages ont été reconditionnés et recouverts en dalots par la société ITALCONSULT.

2-8-2 LES RÉSEAUX D'EAUX USÉES

Il est communément appelé "réseau ITALCONSULT". Dans le cadre de l'assainissement des capitales régionales, après Louga, Kaolack est la deuxième ville à bénéficier du projet.

Pour Kaolack, le projet est conçu en trois tranches de travaux à exécuter respectivement en 1980, 1990 et en l'an 2000.

Pour la première tranche, les travaux sont achevés depuis 1981 et comprennent :

- le réseau eaux pluviales pour un linéaire de 12500 mètres
- le réseau eaux usées pour un linéaire de 16500 mètres
- les édicules publics au nombre de six respectivement à Dialègne, Léona, Ndangane, Taba Ngoye, Kasnack et Saura Ndiougary.

Il comprennent en outre deux ouvrages d'art à Kahône et sur la route de Médina.

Il faut également noter qu'une station d'épuration des eaux usées a été construite dans le cadre du même projet. Cette station est capable de desservir 20000 habitants. Trois postes de relèvement ont été, ensuite réalisés et servent à la relance des eaux usées collectées par le réseau amont à une profondeur de 7 mètres.

Enfin, il y a la station de refoulement de Bongré qui permet de collecter l'ensemble des eaux usées de ce quartier, pour ensuite les déverser dans le réseau ITALCONSULT, évitant ainsi leur rejet vers la mer.

2-8-3 DIFFICULTÉS DE FONCTIONNEMENT DU RÉSEAU D'EAUX PLUVIALES

Pour le réseau ITALCONSULT, les difficultés résident dans le curage des ouvrages. Les nombreuses opérations ont rencontré d'énormes difficultés dans la manipulation des dalots posés sur les caniveaux par ITALCONSULT.

Ces dalots par leur poids excessif, constituent un handicap sérieux pour l'entretien, le curage et l'exploitation correcte de ce réseau, dans la mesure où la Municipalité ne dispose d'aucun moyen adéquat pour leur manipulation. Ainsi, depuis la réception en 1981, aucun travail positif de curage n'a été fait et les quelques tronçons curés en 1983 par la commune, offrent en certains endroits un environnement jonché de dalots.

En outre, le reconditionnement de certains caniveaux n'a pas été fait de la meilleure manière, créant ainsi des problèmes dans le fonctionnement des ouvrages.

Pour le réseau de la Municipalité, la commune continue d'assurer régulièrement le curage de son réseau, malgré des moyens, tant humains que matériels, très limités.

Les canaux sont devenus, dans certains quartiers, des dépotoirs d'ordures ménagères et de détritrus de toute sorte. Il sont engorgés d'importantes quantités d'eaux usées issues des branchements individuels clandestins sur ces caniveaux.

Ces canaux, insalubres et à ciel ouvert, constituent l'un des principaux maux de Kaolack (odeurs fétiches, eaux stagnantes et mouches et moustiques en permanence).

2-8-4 DIFFICULTÉS DE FONCTIONNEMENT DU RÉSEAU

EAUX USÉES

Pour le réseau eaux usées, il est prévu dans cette première tranche, 20000 (vingt mille) branchements individuels et pour qu'il soit rentable, il importe que les branchements soit effectués.

Aujourd'hui, les branchements légaux ne dépassent guère les centaines.

Le défaut de branchements individuels, fait que le réseau et la station fonctionnent difficilement.

CHAPITRE III : ETUDE DES COURBES INTENSITÉ-DURÉE-FRÉQUENCE

Nous disposons des données quantitatives des intensités de précipitations grâce aux courbes I.D.F. établies par l'ORSTOM en 1963 pour le compte du C.I.E.H. (Centre International d'Etude Hydraulique).

Ces courbes ne sont que la représentation graphique d'équations caractérisant l'intensité maximale probable d'une pluie de durée donnée et survenant selon une fréquence donnée. Ces équations sont établies après un traitement des données pluviométriques de 34 années (1929-1962)

L'objectif principal de notre projet étant de concevoir avec le maximum de sécurité un réseau d'égout pluvial, nous avons jugé inutile de recommencer le travail d'autant plus qu'en analysant les données pluviométriques de la ville de Kaolack de 1900 à 1994, la période considérée par l'ORSTOM est la plus pluvieuse.

3-1 PRÉSENTATION DES RÉSULTATS

En analysant les courbes de la page, on voit que les résultats dont nous avons besoin pour notre étude sont:

- les hauteurs de précipitations journalières exceptionnelles
- les courbes intensité-durée obtenues pour des périodes de retour d'un an, de 2 ans, et de 5 ans
- la durée moyenne des pluies pour la ville de Kaolack voir (tableau 1.1)

Les courbes I.D.F. sont représentées à la figure(1) et sont données pour des hauteurs de précipitations journalières exceptionnelles de 60 mm, 70 mm, 90 mm, 100 mm, 110 mm, 120 mm, 130 mm, 140 mm et 150 mm

Les hauteurs de précipitations journalières exceptionnelles pour la ville de Kaolack sont tirées du tableau (3.1) et reportées dans le tableau (3.2) ci-dessus:

Tableau 3.2: Hauteurs de précipitations journalières exceptionnelles de la ville de Kaolack (H.P.J.E)

fréq.	1 A	2 A	5 A	10 A	20 A	50 A	100 A
H.P.J.E(mm) calculées	74.1	91.8	118	140	164.5	200	230
H.P.J.E(mm) expérim.	74.0	85.2	116.5				

3-2 DÉTERMINATION DE LA COURBE I.D.F. D'ÉTUDE ET AJUSTEMENT MATHÉMATIQUE AVEC LA LOI DE MONTANA

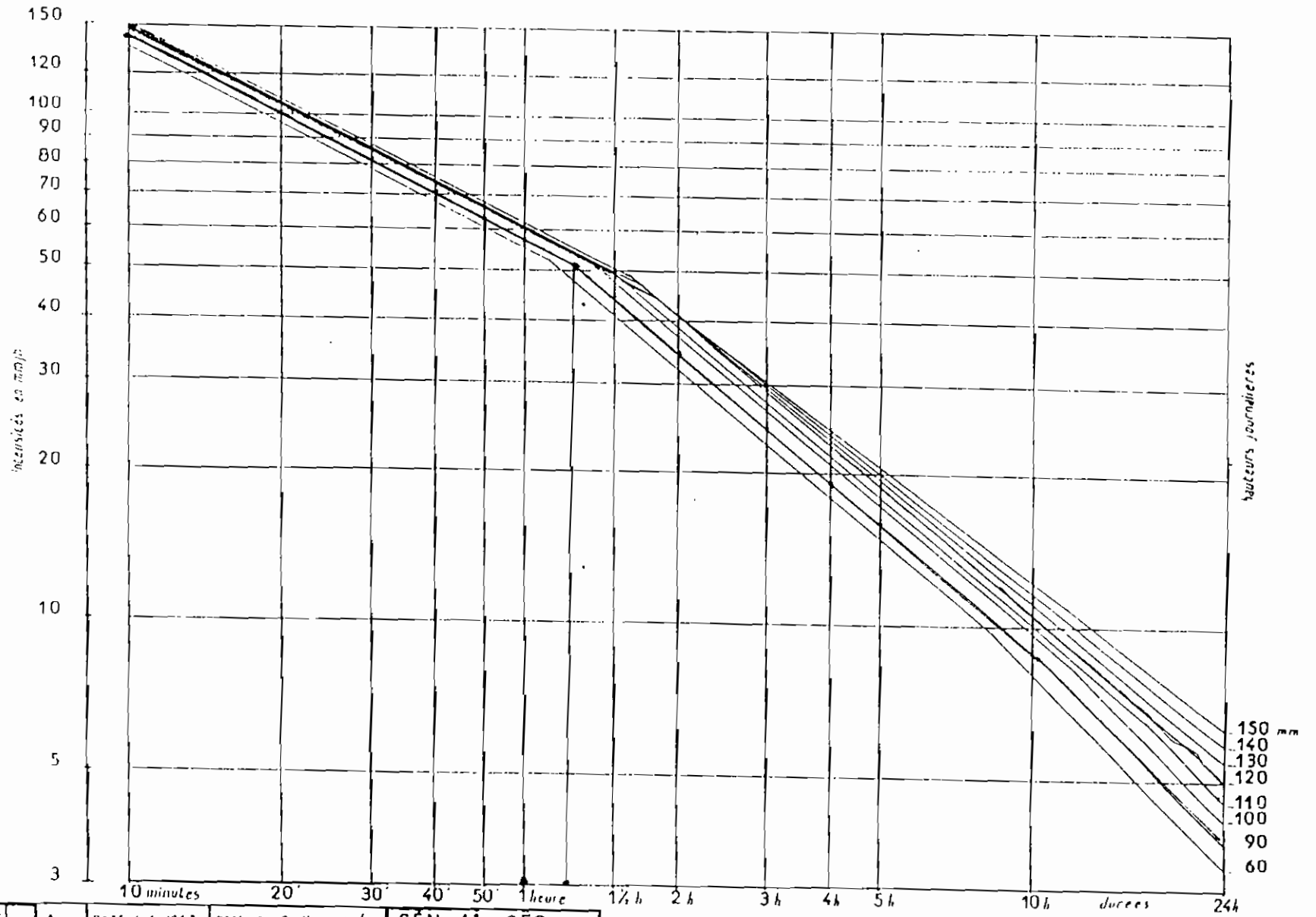
Le C.I.E.H. donne les courbes Intensité-Durée pour diverses fréquences et pour diverses hauteurs de précipitations journalières exceptionnelles. Puisque nous avons un secteur résidentiel, nous allons choisir conformément aux normes canadiennes :

- une fréquence quinquennale (période de retour de 5 ans)

Courbes intensités-durées
probabilité 1 fois en 5 ans

Gr. 13

Figure 5.1



ORSTOM A. DATE 4.6.1983 DESSINE Gallienne J. SEN 41.056

Tableau 3-1

TABLEAU I (Suite 1)

HAUTEURS de PRECIPITATIONS JOURNALIERES EXCEPTIONNELLES
aux DIVERS POSTES d'OBSERVATIONS

Stations	$F_1(\sigma)$	$\log x$	σ	Nombre d'années	Moy. an	annuelle calc : exp	1/2 ans calc : exp	1/5 ans calc : exp	1/10 calc	1/20 calc	1/50 calc	1/100 calc
ROHOLE	0,0685	1,285	0,306	20	663	66,2 : 66,5	81,8 : 81,0	104,5 : 95,0	125	146,5	178	204,5
DIOURBEL	0,0537	1,319	0,293	42	669	64,7 : 65,0	80,0 : 76,8	102 : 105,7	120,5	140	170	194,5
THIÈS	0,1104	0,938	0,456	31	699	67,9 : 68,0	91,2 : 99,9	130,5 : 146,8	165,5	208	275	336
BAMBEY	0,1141	1,109	0,371	32	693	69,6 : 69,0	83,1 : 84,0	117,5 : 119,9	143	172	216	254
NAMARY	0,0322	1,600	0,176	17	755	69,4 : 68,4	80,0 : 82,9	94,0 : 93,8	104,5	115,5	130,5	142
M'BOUR	0,0596	1,346	0,329	27	759	79,6 : 81,0	100,5 : 99,0	132,5 : 121,6	159,5	190	235	273
KIDIRA	0,0782	1,284	0,299	35	748	67,0 : 67,0	82,1 : 79,5	104,5 : 105,0	123	143,5	173,5	198,5
KAFFRINE	0,0811	1,257	0,305	27	767	65,2 : 65,0	80,5 : 78,8	102,5 : 105,4	121	141,5	171,5	197
GOUDIRY	0,0961	1,277	0,294	21	798	67,9 : 65,5	82,6 : 78,7	104 : 105,1	122	141,5	170	194
M'BOSS	0,0761	1,295	0,294	12	776	66,7 : 73,4	81,5 : 81,6	103,5 : 98,2	122	141,5	170,5	194,5
FATICK	0,0562	1,480	0,246	39	828	77,1 : 77,5	91,1 : 87,9	115,5 : 112,5	130,5	149	174,5	195,5
KAOLACK	0,0708	1,326	0,308	43	830	74,1 : 74,0	91,8 : 85,2	118 : 116,5	140	164,5	200	230
KOMPENTOUH	0,0702	1,230	0,363	19	840	81,5 : 83,0	104 : 90,2	138 : 115,0	168,5	202,5	253,5	298
THLADIAYE	0,0843	1,216	0,361	13	768	76,2 : 80,0	97,3 : 92,6	130 : 114,8	158	190	238	280
FOUNDIOUGNE	0,0644	1,421	0,292	34	883	83,9 : 84,0	103,5 : 104,2	131 : 125,1	154,5	180	217,5	248
KONJAGHUL	0,0782	1,330	0,285	28	900	70,2 : 70,0	85,3 : 85,5	107,0 : 115,0	125,5	145,5	174	198
JOAL	0,0761	1,295	0,360	18	871	87,7 : 86,2	112 : 111,8	150 : 149,3	183	220,5	276,5	325
TAMBACOUNDA	0,1057	1,240	0,311	37	918	69,7 : 70,0	86,0 : 84,5	109 : 111,3	128,5	150	182	208,5
GUENETO	0,1014	1,243	0,312	36	927	69,9 : 70,0	85,5 : 84,5	104,5 : 114,1	129	151	183	210
NARA COULIBEN, AM	0,0941	1,302	0,283	23	935	69,2 : 70,2	83,4 : 80,0	104 : 100,5	121,5	140	167,5	189

Pour cette fréquence, le tableau (3.2) donne deux valeurs pour la H.P.J.E. :

- une valeur calculée de 118mm
- une valeur expérimentale de 116.5mm

Pour être prudent, nous allons travailler avec la valeur de 118mm que nous assimilons à 120mm dans le but de tomber exactement sur une courbe I.D.F. proposée par le C.I.E.H.

En résumé, nous allons donc travailler avec la courbe 120 de la figure (1)

Nous remarquons que la courbe obtenue est composée principalement de 3 plages; c'est à dire deux parties reliées par une zone de transition qui correspond à une durée de 90 mn.

Il existe beaucoup de modèles mathématiques qui se prêtent bien à l'ajustement de ces genres de courbes (figure 1), mais celle de MONTANA est retenue. Selon MONTANA, l'intensité I de la pluie s'exprime en fonction de la durée de l'averse t à l'aide de la formule suivante:

$$I = a \times t^b \quad (4-1)$$

Les coefficients a et b ont chacun deux valeurs distinctes:

- une valeur correspondant à la plage $t < 90$ mn
- une autre correspondant à la plage $t > 90$ mn

En utilisant le logarithme népérien, l'équation (4-1) devient

$$\ln I = \ln a + b \ln t \quad (4-2)$$

Dans le repère (LnI, Lnb), les variations de I en fonction de t sont représentées par une droite.

1^{er} Cas : t < 90mn

Ainsi pour t=10mn, on a Lnt=2.30 et I=150mm/h, LnI=5.01

t=60mn, on a Lnt=4,094 et I=60mm/h, LnI=4.09

Ce qui donne : $5.01 = Lna + b \cdot 2.30$ (1)

$4.09 = Lna + b \cdot 4.09$ (2)

(1) - (2) donne : $b = -0.51$

par substitution, on trouve :

$a = 49 \text{ mm/h}$

$$\text{pour } t < 90 \text{ mn} ; \quad I = 489 t^{-0.51} \quad (4-3)$$

2^{em} Cas : t > 90

En procédant comme en haut, on obtient :

$a = 132 \text{ mm/h}$ $b = -0.25$

$$\text{pour } t > 90 ; \quad I = 132 t^{-0.25} \quad (4-4)$$

3-3 CHOIX DE LA FRÉQUENCE DE DESIGN

L'utilisation de cette méthode (méthode rationnelle) implique le choix d'une fréquence de design basée sur l'importance des biens à protéger ou des dégâts associés à un refoulement du réseau.

Dans de nombreux cas, le risque en couru sera uniquement une gêne temporaire apportée à la circulation pendant une durée relativement courte ,risque qui peut être accepté avec une fréquence plus élevée que la fréquence décennale.

Dans d'autres cas, par contre, la présence de certains équipements industriels impose pour des questions de sécurité, une protection contre une averse décennale.

Dans le cas de notre étude , nous choisissons une fréquence quinquennale parce que nous sommes en présence d'un secteur résidentiel (pas d'industries) où les dégâts associés à une insuffisance du réseau peuvent être acceptés.

CHAPITRE IV : IMPLANTATION DU RESEAU

L'implantation du réseau consistera à déterminer la zone d'étude, à choisir un ou des points de déversement et à déterminer le tracé du réseau.

4-1 DÉLIMITATION DE LA ZONE D'ÉTUDE

La zone d'étude couvre tous les quartiers de Taba Ngoye I et II et une bonne partie du quartier de Sam (voir plan 2). Il s'agit de sites qui sont particulièrement touchés par les phénomènes d'inondation. Ces derniers sont plus aigus dans le quartier de Taba Ngoye I base de notre étude (zone I).

En effet, le niveau d'urbanisation de ce quartier et la structure désordonnée de l'occupation de l'espace, aboutissant de ce fait à la présence de ruelles sinueuses et des fois sans issues, rendrait difficile l'évacuation rapide des eaux de ruissellement.

D'autre part, le lycée Valdiodio Ndiaye qui jadis drainait toutes ses eaux usées dans ce quartier de Taba Ngoye inhabité, continue ce déversement (car ce quartier est une zone préférentielle des eaux) malgré l'intervention de la Municipalité qui a déterré les conduites.

Enfin, un autre problème est lié au développement de la ville ; la construction de la route Kaolack-Gossas et le chemin de fer Kaolack Guinguinéo a changé la topographie naturelle de ces quartiers. Ainsi, les eaux de ruissellement sont emprisonnées entre ces deux ouvrages rendant difficile leur évacuation.

En résumé, notre zone d'étude est limitée:

- au Nord par des jardins maraichers;
- au Sud par le quartier de Dialègne plus précisément par un des canaux ITALCONSULT;
- au Sud-Est par la voie ferrée Kaolack-Guinguinéo;
- à l'Ouest par la route Nationale Kaolack-Gossas;

La zone d'étude est exclusivement composée d'écoles et d'habitations.

Il s'agit donc d'un site à caractère purement résidentiel.

4-2 CHOIX DES POINTS DE DÉVERSEMENT

De par la situation géographique de la zone d'étude, on peut identifier deux points d'exutoire :

- au Nord, les jardins maraichers qui délimitent la ville sont très appropriés à l'évacuation des eaux. Ils présentent de larges aires aptes à recevoir de grandes quantités d'eaux si de bonnes dispositions sont prises pour éviter la contamination des effluents et des cultures maraichères.

Ce bassin serait idéal pour la collecte des eaux d'une bonne partie de la ville. Mais voulant utiliser au maximum la pente du terrain naturel et vue la configuration topographique de la zone, ces bassins ne répondent pas à notre attente.

- au Sud, un canal couvert étant déjà construit par la société ITALCONSULT, on pourrait connecter nos émissaires dans ce canal et si nécessaire le redimensionner. Étant donné que ce canal se trouve presque sur le point le plus bas de notre zone, on a jugé opportun d'adopter cette solution.

Mais dans tous les cas, des mesures d'accompagnement doivent être étudiées.

4-3 TRACÉ DU RÉSEAU

Comme noté dans l'étude physique de la zone, nous constatons une morphologie caractérisée par un relief qui a une pente naturelle descendante du Nord au Sud. On peut ainsi observer un exutoire préférentiel des eaux avec un point bas de 1.04 mètre d'altitude.

Il y a beaucoup de variantes pour le tracé, mais quelle que soit celle qui est choisie, celle composée de collecteurs et de deux intercepteurs est la plus appropriée dans cette situation (voir plans 3 et 4).

Les sens d'écoulement choisis ne sont pas toujours conformes à la topographie du terrain. On imposera donc dans certains cas des pentes moyennant des excavations.

CHAPITRE V : DIMENSIONNEMENT DU RESEAU

Le dimensionnement du réseau consiste à déterminer les dimensions et la forme des différentes canalisations constituant le réseau; en somme, la détermination des différentes sections.

Il sera question de délimiter les sous bassins, de choisir le type d'ouvrage à utiliser, de fixer l'emplacement des regards et de déterminer les caractéristiques du réseau qui sera essentiellement composé de plusieurs collecteurs et d'intercepteurs.

5-1 EVALUATION DES DÉBITS DE POINTE

Le calcul du débit de pointe peut se faire à l'aide de plusieurs méthodes parmi lesquelles on peut citer :

- la méthode rationnelle;
- la méthode superficielle ou méthode de Caquot;
- la méthode de Horton;

De toutes ces méthodes , la méthode rationnelle est celle la plus utilisée par la plupart des ingénieurs pour le dimensionnement des réseaux d'égout pluvial.

5-1-1 Principes de calcul de la méthode rationnelle

En posant l'hypothèse que la précipitation est d'intensité constante dans le temps et sur un sous-bassin et que sa durée excède le temps requis pour que la goutte d'eau la plus éloignée ruisselle jusqu'à l'exutoire, il est possible d'établir une relation entre le débit de ruissellement qui tient compte des diverses pertes (pertes par infiltration, rétention par les dépressions...) :

cette relation est la suivante:

$$Q=0.28 \times C \times I \times A \quad (4-5)$$

Q=débit ruisselé en m³/s;

C = coefficient de ruissellement;

I = intensité de la pluie en mm/h;

A = surface du secteur en Km² ;

Le coefficient 0.28 est introduit pour la cohérence des unités.

5-2 CRITERES DE DESIGN

Le dimensionnement est fait suivant la méthode rationnelle . Les paragraphes suivants traiteront les différentes données nécessaires à l'utilisation de cette méthode. Celles-ci seront des paramètres aux équations de design. Il s'agit du temps de concentration, de la fréquence de design, des coefficients de ruissellement etc...

Nous allons donc procéder à l'estimation de ces différents paramètres .

5-2-1 EVALUATION DU TEMPS DE CONCENTRATION

L'estimation du temps de concentration en un point est nécessaire pour déterminer l'intensité de précipitation moyenne de la formule de calcul du débit de design .

Par définition, le temps de concentration est le temps nécessaire à une goutte d'eau, qui se trouve au point le plus éloigné hydrauliquement de l'exutoire du bassin, pour atteindre cet exutoire.

Le temps de concentration dépend des paramètres suivants:

- la pente de la surface;
- la longueur d'écoulement;
- la pluie antécédente et sa durée;
- la capacité d'infiltration du sol ;
- les dépressions de surface;

Le temps de concentration est composé d'un temps d'entrée t_e et d'un temps d'écoulement dans les canalisations t_r :

$$t_c = t_r + t_e \quad (4-6)$$

Plusieurs modèles ont été proposés pour évaluer le temps d'entrée à un tronçon; certains sont propres à des surfaces, alors que d'autres ont été développés pour des secteurs mixtes caractérisés par un pourcentage de surfaces imperméable.

Pour mémoire, nous allons citer tous les modèles mais vue la nature de notre zone d'étude, seuls les modèles propres à des surfaces mixtes seront utilisés dans ce projet

- modèles propres à des surfaces:

* modèle de Kerby : si $L < 365m$

$$t_e = \left(\frac{2.187Lm}{S^{0.5}} \right)^{0.487} \quad (4-7)$$

* modèle de Kirpich : si $L > 365\text{m}$

$$t_o = \frac{0,0195L^{0,77}F}{g^{0,885}} \quad (4-8)$$

L=longueur maximale de parcours en mètre

F=facteur propre aux différentes surfaces

S=pente moyenne sur la surface de parcours (m/m)

n=coefficient de rugosité de la surface

- modèles propres à des secteurs mixtes:

* modèle de Shaacke:

$$t_o = \frac{0,665 \times L^{0,84}}{g^{0,16} \text{Imp}^{0,88}} \quad (4-9)$$

Imp : imperméabilité du bassin de drainage (fraction)

* **Fédéral AVIATION Agency:**

$$t_o = \frac{0,702(1,1-C)L^{0,8}}{g^{1/3}} \quad (4-10)$$

Les modèles propres à des surfaces sont inadapés et donc rejetés car notre zone est mixte. Mais à cause des difficultés de quantifier les proportions des surfaces imperméables, on a préféré celui de la Federal Aviation Agency:

$$t_o = \frac{0,702(1,1-C)\sqrt{L}}{g^{0,33}}$$

En règle générale, le temps d'entrée varie entre 5 et 15 minutes selon l'importance du sous bassin . Les secteurs fortement urbanisés (pourcentage de surface imperméable élevé) seront caractérisés par un temps d'entrée plus court alors que les secteurs résidentiels relativement plats seront caractérisés par un temps d'entrée de 10 à 15 minutes.

Le temps d'écoulement dans les conduites est donné par la formule suivante

$$t_f = \frac{L}{V} \quad (4-11)$$

L=longueur de la canalisation

V =vitesse d'écoulement dans la canalisation en m/s;

Il est important de noter que le temps de concentration de l'aire desservie par un tronçon est égal au temps de concentration du collecteur précédent auquel on ajoute le temps écoulement en conduite calculé.

5-2-2 CALCUL DE L'INTENSITÉ MOYENNE I

l'intensité I se calcule en faisant l'hypothèse que toute la superficie contribue au ruissellement. Cela veut dire que la durée de la précipitation doit être égale au temps de concentration.

Pour la ville de Kaolack, I est donné par l'une ou l'autre des deux formules suivantes que nous rappelons :

$$I = 489 \times t^{-0.51} \quad \text{si } t < 90 \text{ mm} \quad (4-3)$$

$$I = 192 \times t^{-0.23} \quad \text{si } 90 \text{ mm} < t \leq 10 \text{ heures} \quad (4-4)$$

5-2-3 ESTIMATION DU COEFFICIENT DE RUISSELLEMENT

Le coefficient de ruissellement exprime le rapport entre la partie de la précipitation qui ruisselle et celle qui disparaît à cause des phénomènes suivants:

- rétention par les plantes;
- infiltration dans le sol;
- évaporation et évapotranspiration;

Le coefficient de ruissellement influence directement le débit de pointe. C'est pourquoi, il doit faire l'objet d'une évaluation assez rigoureuse.

L'utilisation de la méthode rationnelle implique habituellement que ce coefficient est fixe (constant pour un bassin et ce quelque soit la durée de l'orage).

Aux fins de design, le coefficient de ruissellement est habituellement évalué à partir de l'examen des plans topographiques et d'occupation du sol du bassin de drainage.

En analysant les tableau (5.1) et (5.2), on prend $c=0.30$

Pour obtenir une évaluation plus raffinée du coefficient de ruissellement, on doit l'estimer avec la formule suivante:

$$C = \frac{C_1 A_1 + C_2 A_2 + \dots + C_n A_n}{A_1 + A_2 + \dots + A_n} \quad (4-12)$$

C = coefficient de ruissellement global;

C_i = coefficient de ruissellement du secteur i;

A_i = surface du secteur i;

L'utilisation de la formule 4-12 est assez délicate car elle nécessite au préalable une identification et une estimation de la surface de tous les secteurs qui composent la zone.

5-3 DÉLIMITATION DES SOUS BASSINS

Cette délimitation sera soumise principalement à deux types de contraintes :

- la première est le souci de collecter la plus grande superficie possible au point de calcul.

- La seconde qui est un facteur limitant de la première est la contrainte d'avoir des regards à tous les 100 mètres au plus si les diamètres sont compris entre 305 et 1220 mm et de 150 mètres dans le cas où le diamètre est supérieur à 1220 mm.

Dans le cas de notre zone, on peut choisir chaque îlot comme sous bassin. Ce choix respecte pour la plus part du temps, les exigences précitées et facilitera en outre l'évaluation des surfaces tributaires.

Le regard doit être construit de façon à réduire au minimum les pertes de charges.

L'espacement maximal entre les regards varie selon les diamètres des conduites qu'ils relient soit :

- 100 m pour les conduites de 305 à 1220 mm de diamètre
- 150 m pour les conduites de diamètre supérieur à 1220 mm

On placera également des regards d'égout aux endroits suivant:

- au niveau des changements de diamètre et de pente
- à la jonction de conduites de direction différentes
- à la rencontre de conduites alignées mais placées à des profondeurs différentes.
- au commencement de chaque collecteur.

Etant donné que nous devons placer les regards avant de passer au calcul des diamètres, nous allons nous caler sur un espacement maximal de 200 m , admis pour un design préliminaire.

Dans le cas des canaux trapézoïdaux, ces problèmes ne se posent pas. De ce fait, on adoptera systématiquement la distance définie par les limites de chaque sous bassin comme longueur de bief.

5-6 AIRES TRIBUTAIRES

Le morcellement des différents bassins en sous bassins nous permet d'affecter à chaque point de collecte une aire tributaire correspondant à la surface du sous bassin environnant.

Chaque collecteur servira à collecter les eaux de ruissellement générées au niveau des sous bassins situés de part et d'autre de celui-ci et avant les prochains collecteurs.

Les conduites mineures émergeront des sous bassins pour desservir les collecteurs qui desservent à leur tour les intercepteurs qui permet le déversement des eaux recueillies dans le canal de l'ITALCONSULT.

L'évaluation des aires tributaires se fait généralement par planimétrage ; mais, compte tenu du fait que nous avons des sous bassins de forme relativement simple, l'estimation des superficies se fera par simple calcul .

Pour ce faire, la plupart des sous bassins seront assimilés à des rectangles. Les autres feront l'objet d'une décomposition en surfaces élémentaires. Nous pouvons voir du tableau 1 au tableau 18, les différentes aires tributaires.

A/ CONDUITES ENTERRÉES :

A-1 PROCÉDURE DE CALCUL :

- 1- calcul du temps d'entré ;
- 2- calcul du temps de concentration (équation (4-6));
- 3- calcul de l'intensité de la précipitation (équation(4-3));
- 4- calcul du débit de pointe (équation (4-5));
- 5- calcul du diamètre théorique D

si la pente du terrain est favorable ($S > 0.003$) :

$$D = \left(\pi \times \frac{Q}{0.312 \times S^{0.5}} \right)^{\frac{3}{8}} \quad (4-13)$$

6- choix du diamètre commercial D_c

7- calcul de la vitesse V (équation (4-14));

$$V = 0.397 \times D^{\frac{2}{3}} \times \frac{S^{\frac{1}{2}}}{n} \quad (4-14)$$

8- calcul de la capacité Q_p (équation (4-15));

$$Q_p = \frac{0.312}{n} \times S^{0.5} \times D_c^{\frac{8}{3}} \quad (4-15)$$

9- calcul de la vitesse quand la conduite coule plein (4-16);

$$V_p = 4 \times \frac{Q_p}{\pi \times D_c^2} \quad (4-16)$$

10- calcul du temps d'écoulement (équation (4-11));

Si la pente du terrain n'est pas favorable ($S < 0.003$) :

11- fixer la vitesse à 0.9m/s (vitesse minimale)

12 - calculer le diamètre avec la formule (4-17)

$$D = \left(4 \times \frac{Q}{V \times \pi} \right)^{0.5} \quad (4-17)$$

13- calcul de la pente S (équation (4-18));

$$S = n^2 \times \frac{Q^2}{0.312^2 \times D_c^{\frac{16}{3}}} \quad (4-18)$$

A-2 PENTES

La pente n'est pas en soi un critère de conception : elle doit simplement être suffisante pour assurer une vitesse minimale d'autocurage des conduites.

Cependant elle ne doit pas être en deçà de la valeur 0.003 qui est considérée comme la plus petite pente réalisable par les techniques de construction modernes.

Pour minimiser le coût des excavations, nous nous rapprochons autant que possible de la pente du terrain naturel.

La pente du terrain naturel est donnée par la formule suivante:

$$S = \frac{H_{avant} - H_{aval}}{L} \quad (4-19)$$

Nous vous présentons les pentes des tronçons dans les tableaux 1 à 18.

Dans le cas de notre zone d'étude, la variation des côtes est telle qu'il n'est pas toujours possible de bénéficier de la pente du terrain naturel; il faudra donc procéder à des excavations dans la plupart des cas.

A-3 VITESSES MINIMALE ET MAXIMALE

Pour éviter toute déposition de matières solides, la vitesse minimale doit être fixée à la valeur de 0.9 m/s conformément à la norme canadienne.

Une vitesse minimale supérieure à cette vitesse sera donc recherchée ; toutefois , cette vitesse ne devra en aucun cas être supérieure à 3m/s pour les conduites enterrées dans le but d'éviter une usure et une détérioration excessive des conduites et des accessoires.

A-4 CALCUL DES PERTES DE CHARGE

Qu'il s'agit de conduite circulaires ou prismatiques, nous pouvons avoir deux types de pertes de charge:

- les pertes de charges linéaires
- les pertes de charges singulières

Les pertes de charges singulières sont données par la formule:

$$J = \frac{KV^2}{2g} \quad (4-20)$$

V = vitesse

K = coefficient dépendant de la nature de la singularité

Les pertes de charges singulières sont négligeables devant les pertes linéaires pour les conduites de diamètres compris entre 305mm et 1220mm et de longueur inférieure à 150 m.

La perte de charge linéaire est donné par la formule de Hazen-Williams:

$$h_f = \beta \times L \times \frac{Q^{1.852}}{D^{4.871} \times C^{1.852}} \quad (4-21)$$

$$\beta = 10.667$$

L =longueur de la canalisation en m

D =diamètre de la canalisation en m

C = coefficient de Hazen-Williams

Le coefficient de Hazen-Williams dépend des paramètres suivants:

- matériau de la conduite
- diamètre de la conduite
- nombre de reynolds
- âge et état de la conduite

Dans le cadre de notre étude , nous allons utiliser un coefficient de Hazen-Williams égal à 130 pour toutes les conduites que nous supposeront neuves.

A-5 CALCUL DE L'ÉLEVATION DU RADIER

L'élevation du radier est fonction de la couverture minimale , de la pente , des pertes de charge et des côtes du terrain :

$$(H_{\text{amont}})_i = (H_{\text{aval}})_{i-1} - (D_i - D_{i-1}) - h_{f_{i-1}} \quad (4-22)$$

$$(H_{\text{aval}})_i = (H_{\text{amont}})_i - S \times L \quad (4-23)$$

H_{amont} = altitude amont du tronçon i

$(H_{\text{aval}})_i$ = altitude aval du tronçon i

$(H_{\text{aval}})_{i-1}$ = altitude aval du tronçon i-1

D_i = diamètre du tronçon i

D_{i-1} = diamètre du tronçon i-1

S = pente du tronçon i

L = longueur du tronçon i

$h_{f_{i-1}}$ = perte de charge du tronçon i-1

Mais nous utilisons la formule suivante pour calculer l'élevation amont du radier :

$$(H_{\text{amont}}) = ES - CM - D_i \quad (4-24)$$

CM = couverture minimale

ES = Elevation du sol

A-6 EXEMPLE DE CALCUL

collecteur 2

tronçon 1-2

$n=0,013$; $C=0,30$

$A=0,0675\text{km}^2$; $S=0,009$ (pente favorable) ; $L=100\text{m}$

a- calcul du temps d'entrée

$$t_e = 0,702(1,1-C) L^{0,5} / S^{0,5}$$

$$t_e = 26,58\text{mn}$$

b- calcul du temps de concentration

$$t_c = t_e + t_f \quad (t_f = \text{temps d'écoulement})$$

$$t_c = 26,68\text{mn}$$

c- calcul de l'intensité de la pluie

$$I = 489 t_c^{-0,51}$$

$$I = 91,79\text{mm/h}$$

d- calcul du débit maximal

$$Q_{\text{max}} = 0,28 A I C$$

$$Q_{\text{max}} = 0,52\text{m}^3/\text{s}$$

e- calcul du diamètre de la conduite

$$D = (n Q_{\text{max}} / 0,312 S^{0,5})$$

$$D = 0,57\text{m}$$

f- choix du diamètre commercial

$$D_c = 0,6\text{m}$$

g- calcul de la vitesse d'écoulement

$$V = 0,397 D_c^{2/3} S^{0,5} / n$$

$$V = 2,06\text{m/s} < 3\text{m/s}$$

h- calcul de la capacité de la conduite

$$Q_p = 0,312 D_c^{8/3} S^{0,5} / n$$

$$Q_p = 0,58 \text{ m}^3/\text{s}$$

i- calcul de la vitesse

$$V_p = 4 Q_p / 3,14 D_c^2$$

$$V_p = 2,06 \text{ m/s} > V$$

j- calcul du temps d'écoulement

$$t_f = L / V / 60$$

$$t_f = 0,81 \text{ mn}$$

Pour les autres résultats, voir tableaux 19 à 28

B/ SECTION PRISMATIQUE : CONDUITES A CIEL OUVERT

B-1 PROCEDURE DE CALCUL

1 - calcul de la hauteur d'eau Y;

2- en déduire b ; la largeur de fond du canal

3- choisir des dimensions du canal (Y,b) convenables;

4- en déduire :

* la section du canal A;

* la largeur de la surface libre T;

* le périmètre mouillé P;

* le rayon hydraulique R

* la capacité de la conduite Q_p (vérifier $Q < Q_p$)

* la vitesse quand la conduite coule plein V_p

- fixer b et calculé Y avec le débit calculé

* en déduire la vitesse écoulee V

- vérifier $V_{\min} < V < V_{\max}$ et $V < V_p$;

- calcul de S_c ;

- vérifier $S < S_c$;
- calcul du temps d'écoulement ;

Pour une optimisation du coût de notre réseau, nous avons pensé concevoir des sections à débits maximum. Ce concept fait allusion à une section qui, pour une surface donnée A, permet d'évacuer le débit maximum. Cette section correspond à un périmètre mouillé minimal, A étant fixe.

Cette hypothèse donne les résultats suivants : (voir tableau B-1)

Tableau B-1: Meilleures sections hydrauliques

Section	Aires A	périmét mouil P	Rayon Hyd Rh	Larg de surf T	Larg de fond b	profo hyd D
trapéze	$3^{0.5}y^2$	$2 \times 3^{0.5}y$	$1/2y$	$4/3 \times 3^{0.5}y$		$3/4y$

$$Y = (2nQ/3S^{0.5})^{0.4} \quad (m)$$

$$A = 3Y^2/3^{0.5} \quad (m^2)$$

$$b = 2Y/3^{0.5} \quad (m)$$

$$P = 2 \times 3^{0.5}Y \quad (m)$$

$$R_h = A/P = Y/2 \quad (m)$$

$$T = 4Y/3^{0.5} \quad (m)$$

b= largeur de fond du canal (m) ;

Y = hauteur d'eau dans le canal (m)

P=périmètre mouillé (m)

R_h =rayon hydraulique (m)

T=largeur de la surface libre (m)

Dans les équations précédentes, la pente S est théoriquement celle de la ligne de charge. Cependant, dans le cadre de notre étude, nous faisons l'hypothèse que l'écoulement est uniforme; donc la pente de la ligne de charge est la même que celle du radier. D'autre part, nos canaux trapézoïdaux sont supposés être à ciel ouvert ou du moins ne seront pas sous pression.

B-2 PENTES

Pour les canaux trapézoïdaux, en plus des conditions citées plus haut, nous essayons au mieux d'avoir des pentes de radier inférieures à la pente critique S_c . Cette pente critique se définit comme étant la limite permettant de passer d'un régime fluvial à un régime torrentiel.

Si pour des contraintes de relief, on a une pente supérieure à cette limite, il faudra prévoir des empierrements, ou changer la nature du matériau des parois, pour atténuer les effets de l'écoulement torrentiel.

La pente critique S_c est donnée par la relation :

$$S_c = g \times h \times \frac{n^2}{Rh^{4/3}} \quad (4-25)$$

g = accélération de la pesanteur (m/s^2)

n = coefficient de Manning

h = hauteur moyenne de l'eau (m)

B-3 VITESSES MINIMALE ET MAXIMALE

Pour les conditions ces vitesses sont comprises entre 0,9m/s et 4m/s

B-4 CALCUL DES PERTES DE CHARGE

Les pertes de charges linéaires sont données par la formule de Manning suivante:

$$V = \frac{1}{n} R h^{2/3} \left(\frac{H}{L} \right)^{0.5} \quad (4-26)$$

$$h_f = V^2 n^2 \frac{L}{R h^{4/3}} \quad (4-27)$$

B-5 CALCUL DE L'ÉLEVATION DU RADIER

$$(H_{\text{aval}})_i = (H_{\text{aval}})_{i-1} - \delta h - \delta h_f \quad (4-28)$$

$$(H_{\text{aval}})_i = (H_{\text{amont}})_i - S \times L \quad (4-29)$$

h = différence de hauteurs du bief amont et du bief aval

B-6 Exemple de calcul:

collecteur 4

$n=0,013$; $C=0.30$

tronçon 1-2

$A=0,020\text{km}^2$; $S=0,0102\text{m/m}$ (favorable) ; $L=100\text{m}$

a- calcul du temps d'entrée:

$$t_e = 0,702 (1,1-C) L^{0.5} / S^{0.33}$$

$$t_e = 25,50\text{mn}$$

b- calcul du temps de concentration

$$t_c = t_f + t_e \quad (t_f = \text{temps écoulé})$$

$$t_c = 25,50\text{mn} \quad (t_f = 0)$$

c- calcul de l'intensité de la précipitation

$$I = 489 * t_c^{-0.51}$$

$$I = 93,75\text{mm/h}$$

d- calcul du débit maximum

$$Q_{\text{max}} = 0,28 A I C$$

$$Q_{\text{max}} = 0,16\text{m}^3/\text{s}$$

e- calcul de la profondeur de l'eau Y

$$Y = (2/3 n Q_{\text{max}} / 3 S^{0.5})^{3/8}$$

$$Y = 0,18\text{m}$$

f- calcul de la largeur de fond

$$b = 2/3^{0.5} Y$$

$$b = 0,21\text{m}$$

g- choix des dimension adéquates

$$Y_c = 0,5\text{m} \quad ; \quad b_c = 0,6\text{m}$$

h- calcul de la section d'écoulement A_1

$$A_1 = 3/3^{0.5} Y_c^2$$

$$A_1 = 0,43 \text{ m}^2$$

i- calcul du périmètre mouillé

$$P = 2 \cdot 3^{0.5} Y_c$$

$$P = 1,73 \text{ m}$$

j- calcul du rayon hydraulique

$$R_h = A_1 / P = Y_c / 2$$

$$R_h = 0,25 \text{ m}$$

k- calcul de la largeur de la surface libre

$$T = 4 Y_c / 3^{0.5}$$

$$T = 1,15 \text{ m}$$

l- calcul de la capacité de la conduite

$$Q_p = 1/n A_1 R_h^{2/3} S^{0.5}$$

$$Q_p = 1,34 \text{ m}^3/\text{s} > Q_{\text{max}}$$

m- calcul de la vitesse quand la conduite coule plein

$$V_p = Q_p / A_1$$

$$V_p = 3,08 \text{ m/s} < V_{\text{max}} = 4 \text{ m/s}$$

n- calcul de profondeur en fixant b_c et Q_{max}

$$Q_{\text{max}} = 1/n \cdot Y_1 (b_c + 1/3^{0.5} Y_1) \cdot \left(\frac{Y_1 (b_c + 1/3^{0.5} Y_1)}{(b_c + 2 Y_1 (1 + 1/3)^{0.5})} \right)^{2/3} \cdot S^{0.5}$$

$$Y_1 = 0,14 \text{ m} < Y_c$$

o- calcul de la vitesse écoulé

$$V = Q_{\text{max}} / (Y_1 (b_c + 1/3^{0.5} Y_1))$$

$$V = 3,08 \text{ m/s} < V_p$$

p- calcul du temps d'écoulement

$$t_f = Q_{\max} / V / 60$$

$$t_f = 0,99 \text{ mn}$$

tronçon 2-3

$A = 0,045 \text{ km}^2$; $S = -0.0036$ (non favorable) ; $L = 100 \text{ m}$

fixons la pente $S = 0,001 \text{ m/m}$

a- $t_e = 54,88 \text{ mn}$

b- $t_c = 0,99 + 54,86 = 55,872 \text{ mn}$

c- $I = 62,84 \text{ mm/h}$

d- $Q_{\max} = 0,238 \text{ m}^3/\text{s}$

e- $Y = 0,359 \text{ m}$

f- $b = 0,415 \text{ m}$

g- $Y_c = 0,5 \text{ m}$; $b_c = 0,6 \text{ m}$

h- $Q_p = 0,418 \text{ m}^3/\text{s} > Q_{\max}$

i- $V_p = 0,965 \text{ m/s} > V_{\min} = 0,9 \text{ m/s}$

j- $Y_1 = 0,354 \text{ m}$

k- $V = 0,834 \text{ m/s} < V_{\min} = 0,9 \text{ m/s}$

donc augmentons la pente $S = 0,002 \text{ m/m}$

a- $t_e = 43,660 \text{ mn}$

b- $t_c = 44,650 \text{ mn}$

c- $I = 70,453 \text{ mm/h}$

d- $Q_{\max} = 0,266 \text{ m}^3/\text{s}$

e- $Y = 0,329 \text{ m}$

f- $b = 0,380 \text{ m}$

g- $Y_c = 0,5 \text{ m}$; $b_c = 0,6 \text{ m}$

h- $Q_p = 0,591 \text{ m}^3/\text{s}$

i- $V_p=1,365\text{m/s}$

j- $Y_1=0,309\text{m}$

k- $V=1,365\text{m/s}$

l- $t_f=1,503\text{mn}$

Pour les autres résultats, voir tableaux 29 à 36

5-6 CHOIX DES MATÉRIAUX POUR LES CONDUITES

Les conduites d'égout peuvent être construites de différents types de matériaux dont le choix dépend essentiellement :

- de la rugosité du matériau ;
- de la vie utile du matériau et des ouvrages;
- de la résistance du matériau à l'érosion, aux acides, aux bases, etc...

- des coûts d'achat, de manutention et d'installation ;

Pour répondre aux exigences de notre site, nous allons utiliser soit des conduites en béton armé préfabriquées qui offrent une bonne résistance structurale et une grande variété de longueurs et de diamètres commerciaux.

soit des canaux fermés ou à ciel ouvert de section trapézoïdale ou rectangulaire

Le coefficient de Manning n sera donc pris égal à 0.013.

5-7 UNIFORMISATION DES SECTIONS

La première partie du dimensionnement peut être considérée comme une conception théorique. C'est à dire la recherche de la section minimale capable d'évacuer un débit donné. Les aires des sections obtenues différent d'un bief à un autre.

L'exécution de l'ouvrage devrait alors tenir compte de ces différences et serait alors du point de vu des dispositions constructives assez difficile à réaliser.

Par ailleurs, l'hypothèse que nous avons faite d'un écoulement uniforme pourrait largement être faussée du fait des variations brusques de sections pour des longueurs de bief de l'ordre de 100 mètres. Pour tenir compte de ces facteurs, nous avons décidé d'uniformiser les biefs successifs présentant des sections d'aire assez proche .

Cet ajustement se fera d'après les calculs préliminaires ayant donné les sections théoriques. Des corrections devront nécessairement s'effectuer au niveau des pentes pour respecter les critères de vitesses et de pentes critiques.

5-8 DISPOSITIONS CONSTRUCTIVES

L'efficacité du système d'assainissement retenu s'apprécie par son aptitude à remplir les différentes fonctions d'assèchement des surfaces de drainage des effluents . Dans le processus de conception, un ensemble de règles techniques ou de recommandations doit être proposé en vue du fonctionnement de l'ouvrage. Cet ensemble de propositions constitue les dispositions constructives.

Elles définissent sommairement les règles techniques relatives à la réalisation des ouvrages de captage, de drainage ,d'entretien et aux conditions de mise en oeuvre

5-8-1 LES OUVRAGES DE CAPTAGE

Sous ce vocable, nous assimilons l'ensemble des éléments situés aux points de collecte des effluents. Ils sont reliés au réseau principal par des conduites secondaires .

En général, nous avons des puisards de rues ou des bouches d'égout. Il en existe toute une gamme selon la nature des aires à assécher. Pour les bords des chaussées, nous retiendrons des bouches à grille et avaloirs, disposées en moyenne tous les 40 mètres. Pour les rues , nous placerons les puisards aux points de plus faible altitude, ou de préférence au milieu de la rue. Ces éléments peuvent être trouvés en préfabriqué.

5-8-2 LES OUVRAGES DE DRAINAGE

C'est l'ensemble des canalisations du réseau principal, des conduites secondaires reliant les puisards au réseau principal, des infrastructures d'assèchement des chaussées.

Les dispositions relatives à la collecte des eaux de ruissellement et au drainage sont les suivantes:

- prévoir un ouvrage d'engouffrement et de raccordement au collecteur;
- prévoir un fossé de crête et une rigole d'évacuation;
- prévoir une canalisation de traversée tous les 100 mètres à 200 mètres selon l'importance des chaussées;

5-8-3 LES OUVRAGES D'ENTRETIEN

Ces ouvrages permettent l'entretien périodique du réseau. Les éléments utilisés sont dénommés regards.

Les dispositions constructives sont les suivantes:

- en traditionnel, de couler en fond de fouille le radier, de coffrer et ferrailer les parois jusqu'au sol,
- en éléments préfabriqués, carrés ou circulaires, scellés au mortier, ou mieux retenus par emboîtement avec joints souples.

Cette dernière méthode est mieux adaptée à l'action des charges roulantes pouvant entraîner des tassements différentiels

La première disposition expose le réseau en cas de charges vives à des ruptures par cisaillement du regard au droit du raccordement de la canalisation. Pour nos canalisations enterrées, nous choisirons des regards préfabriqués, placés aux changements de diamètre, de directions, de pentes, et au plus à tous les 100 mètres.

5-8-4 DISPOSITIONS RELATIVES AUX CONDITIONS DE MISE EN OEUVRE DES CANALISATIONS

Les dispositions les plus courantes liées aux propriétés géotechniques du terrain sont les suivantes:

- pose de canalisation en tranchées dans les terrains stables: l'infrastructure repose sur un lit de sable de 0,1 mètre d'épaisseur minimum ou d'un matériau équivalent (grève, tout-venant criblé,...), de granulométrie inférieure ou égale à 30 mm.

- pour la pose à proximité de fondations, apporter une attention toute particulière aux conditions de réalisation des terrassements en prévoyant des coffrages et étaielements ainsi qu'un blindage par enfoncement de palfeuilles à mesure de l'avancement en profondeur

- pose de canalisation sur terrains acquièrès: la présence d'eau dans le sol peut provoquer des tassements pouvant entraîner des ruptures . Parmi les dispositions palliatives, nous pouvons citer:

- * la pose d'un tapis anticontaminant perméable à l'eau;

- * la pose sur gros béton ou sol ciment dosé à 100 Kg/m³, ou autre moyen de stabilisation de fond de fouille;

- * la réalisation d'un berceau en béton armé ou non, dosé à 250 Kg/m³, suivant les efforts et le degré d'instabilité du fond de fouille;

- le remblaiement doit se réaliser en terre propre préalablement purgé des blocs et des déchets végétaux.

Cependant, la connaissance actuelle du coût est un élément d'appréciation de l'impact financier du projet et des variations possibles.

CHAPITRE VII : CONCLUSION ET RECOMMANDATIONS

La présente étude nous a permis de trouver des solutions en vue de régler le problème d'assainissement pluvial qui se pose dans les quartiers de SAM, TABA NGOYE I et TABA NGOYE II de la ville de Kaolack. Ainsi, notre étude nous a permis de déterminer les caractéristiques des différentes conduites qui composent le réseau d'égout pluvial conçu à cet effet . Mais il faut dire que les dimensions trouvées aussi bien pour les conduites enterrées que pour les conduites à ciel ouvert ont un sens purement académique dans la mesure où ils ne sont pas tout à fait uniformes pour un collecteur donné. Ce qui pourrait causer beaucoup de problème au moment de la réalisation. C'est la raison pour laquelle nous recommandons que l'étude soit raffinée avant toute réalisation dans le but d'uniformiser les diamètres. L'étude nous a par ailleurs permis de faire une évaluation financière assez grossière du projet ; ce qui nous a permis d'avoir une idée sur ce que représenterait l'envergure financière d'un tel projet. Nous recommandons que l'étude soit approfondie afin de déterminer de manière précise le coût du projet. L'étude doit également être menée dans le sens de trouver un coût plus abordable pour la commune .

La solution avec les conduites enterrées dans la présente étude a été initiée dans le seul but de faire une comparaison entre les conduites à ciel ouvert et celles enterrées.

Les conduites à ciel ouvert donne un coût relativement plus faible . En outre, elles offrent d'autres avantages (entretien ,réalisation espaces ...)

Nous recommandons également que l'étude soit poursuivie dans le but de réduire le nombre de collecteurs en ciblant par exemple les concernées par l'inondation afin de les dépourvoir de conduites

CHAPITRE VI : EVALUATION FINANCIERE

Après la conception technique de l'ouvrage , il convient dans le souci d'une étude exhaustive de penser aux incidences économiques ou financières du projet.

Ce coût sera estimé d'une part à partir des choix techniques retenus et des quantitatifs induits à mettre en jeu, et d'autre part, à partir des coûts prévisionnels d'entretien actualisés à l'année de la réalisation.

Pour notre cas, nous sommes confrontés à une difficulté majeure qui est relative à la non disponibilité des bordereaux de prix de l'année en cours. C'est la raison pour laquelle, nous opterons, conformément aux conseils du service d'assainissement de la SONEES, à majorer les prix de l'année passée après dévaluation de 5 pour-cent pour obtenir les nouveaux prix (voir tableau 5.1 et 5.2).

Pour élaborer les devis estimatifs, nous utiliserons la méthode qui consiste à faire l'avant-mètré sur les plans définitifs des différents composants de l'ouvrage: canalisations, regards, ouvrages particuliers et autres accessoires. Chaque quantité sera multipliée par un prix unitaire correspondant à la catégorie du composant. voir tableau (5.3 , 5.4 , 5.5 et 5.6)

Nous noterons qu'à cette étape de la conception, les coûts obtenus seront provisoires. La raison en est que d'ici au moment de la réalisation, les prix unitaires sont susceptibles de modifications. Par ailleurs des études définitives d'exécution pourraient modifier plus ou moins les quantitatifs actuels.

5 METEOROLOGIQUES DE LA VILLE DE KAOLACK

	JAN	FEV	MARS	AVRIL	MAI	JUIN	JUIL	AOÛT	SEPT	OCT	NOV	DEC	ANNEE	H.P.J (mm)
1962														
HAUTEUR		13				720	375	2758	530	811	841		6088	93.66
Nbre de jours		1				7	10	24	12	9	2		65	
1963														
HAUTEUR						674	940	1859	1831	1402			6706	113.66
Nbre de jours						4	12	17	14	12			59	
1964														
HAUTEUR	40					530	2322	4987	1779	245			9903	165.05
Nbre de jours	2					7	16	17	16	2			60	
1965														
HAUTEUR						735	452	1948	1732	420	6		5293	108.02
Nbre de jours						6	7	13	14	7	2		49	
1966														
HAUTEUR						1254	429	2269	3668	1816		27	9463	139.16
Nbre de jours						11	6	16	20	13		2	68	
1967														
HAUTEUR						592	2138	1946	2691	1080			8447	126.07
Nbre de jours						7	16	19	16	9			67	
1968														
HAUTEUR		20				724	1017	1644	1551	459			5415	138.85
Nbre de jours		1				6	10	6	13	3			39	
1969														
HAUTEUR							2387	2191	2135	994	2		7729	120.77
Nbre de jours							15	21	17	10	1		64	
1970														
HAUTEUR						314	987	2462	581	412	15		4771	108.43
Nbre de jours						3	9	16	10	3	3		44	

TABLEAU 1.1 : DONNEES METEOROLOGIQUES DE LA VILLE DE KAOLACK

	JAN	FEV	MARS	AVRIL	MAI	JUIN	JUIL	AOUT	SEPT	OCT	NOV	DEC	ANNEE	H.P.J (mm)
1971						198	2286	3856	2001	157			8490	151.61
HAUTEUR Nbre de jours						4	12	22	16	2			56	
1972	15	tr				814	157	1647	1881	285			4803	123.15
HAUTEUR Nbre de jours						7	5	11	11	5			39	
1973						11	1656	1811	802	122			4402	107.37
HAUTEUR Nbre de jours						2	11	16	11	1			41	
1974					9	44	1258	2882	1167	125	tr	tr	5485	119.24
HAUTEUR Nbre de jours					1	2	10	19	12	2			46	
1975					tr	11	2233	1273	1877	143			5537	
HAUTEUR Nbre de jours														
1976	9	tr	16		356	177	1077	919	1982	763	tr	25	4724	
HAUTEUR Nbre de jours														
1977						136	1025	1537	1803	107		3	4611	135.62
HAUTEUR Nbre de jours						1	6	9	15	2		1	34	
1978					6	237	1649	2807	1124	225	408	34	6490	111.90
HAUTEUR Nbre de jours					1	6	13	18	13	3	2	2	58	
1979	185				117	937	1119	1645	857	168		77	5105	73.99
HAUTEUR Nbre de jours	5				1	15	13	16	11	6		2	69	
1980		tr				126	161	2162	1478	254			4181	101.98
HAUTEUR Nbre de jours						4	9	16	9	3			41	

225

TABEAU 1.1 : DONNEES METEOROLOGIQUES DE LA VILLE DE KAOLACK

	JAN	FEV	MARS	AVRIL	MAI	JUIN	JUIL	AOUT	SEPT	OCT	NOV	DEC	ANNEE	H.P.J (mm)
1981														
HAUTEUR		26			tr	196	173	2713	818	419			4371	104.07
Nbre de jours		1				2	10	17	9	3			42	
1982														
HAUTEUR	1					31	2722	1587	1308	894			6543	148.70
Nbre de jours	1					3	11	14	10	5			44	
1983														
HAUTEUR			12			284	722	1301	724	5			3048	98.32
Nbre de jours			1			3	5	10	10	2			31	
1981-1983														
HAUTEUR	1	26	12			511	3617	5601	2850	1318			13936	119.11
Nbre de jours	1	1	1			8	26	41	29	10			117	
1984														
HAUTEUR						1801	996	1511	1636	136	3		6083	144.83
Nbre de jours						9	9	7	13	3	1		42	
1985														
HAUTEUR	2		2		5	305	2468	2371	1193	12		144	6502	127.49
Nbre de jours	1		1		1	4	11	14	15	2		2	51	
1986														
HAUTEUR						107	468	2402	2795	594	tr		6366	127.32
Nbre de jours						2	6	14	22	6			50	
1987														
HAUTEUR			3			162	1333	1609	1397	1005			5509	98.38
Nbre de jours			1			4	11	16	16	8			56	
1988														
HAUTEUR					6	195	803	4221	1306	159			6690	115.34
Nbre de jours					1	3	13	23	16	2			58	
1989														
HAUTEUR						691	1872	2492	1211	901			7167	125.74
Nbre de jours						9	12	17	13	6			57	
1990														
HAUTEUR	tr					202	731	1862	1088	673			4556	101.24
Nbre de jours						3	10	16	11	5			45	
1981-1990														
HAUTEUR	3	26	17		11	3974	12288	22069	13476	4798	3	144	56811	119.35
Nbre de jours	2	1	3		2	42	98	148	135	42	1	2	476	

719
76

TABLEAU 1.1 : DONNEES METEOROLOGIQUES DE LA VILLE DE KAOLACK

	JAN	FEV	MARS	AVRIL	MAI	JUIN	JUIL	AOUT	SEPT	OCT	NOV	DEC	ANNEE	H.P.J (mm)
1991						3	796	1273	1663	871	17		4623	115.58
HAUTEUR Nbre de jours						1	7	14	12	5	1		40	
1992	tr	201			301	310	1399	1609	1005	398		tr	5221	104.42
HAUTEUR Nbre de jours		4			1	1	12	17	10	4			50	
1993	6	7		3		7	1075	3012	1221	185			5106	108.64
HAUTEUR Nbre de jours	2	2		1		1	12	14	10	5			47	
1994														

Secteur	Coefficient (I)
Secteur commercial	
centre ville	0.70 à 0.95
banlieu	0.50 à 0.70
Secteur résidentiel	
unifamilial	0.30 à 0.50
unités multiples, détachées	0.40 à 0.60
unités multiples, en rangée	0.60 à 0.75
banlieu (peu développé)	0.10 à 0.25
banlieu	0.25 à 0.40
appartements	0.50 à 0.70

COEFFICIENTS DE RUISSELLEMENT POUR DIFFERENTES SURFACES

(ASCE, MOP no. 37 ou WPCF, MOP no. 9)

Nature des surfaces	Coefficient (I)
Chaussée	
béton, béton bitumineux, brique	0.70 à 0.95
Toits	0.75 à 0.95
Gazon, sol sablonneux	
plat, pente < 2%	0.05 à 0.10
moyen, pente 2% à 7%	0.10 à 0.15
abrupt, pente > 7%	0.15 à 0.20
Gazon, sol dense	
plat, pente < 2%	0.13 à 0.17
moyen, pente 2% à 7%	0.18 à 0.22
abrupt, pente > 7%	0.25 à 0.35
Entrée charretière en gravier	0.15 à 0.30

Tableau 1: Aire Tributaire du collecteur 1 (canal à ciel ouvert)

troncon	Aire (km ²)	Aire cum. (km ²)	Longueur (m)	Côte		Pente (m/m)
				Amont	Aval	
1-2	0,075	0,075	100	5,1	5	0,001
2-3	0,02	0,095	100	5	4,8	0,002
3-4	0,015	0,11	100	4,8	5,1	-0,003
4-5	0,01	0,12	100	5,1	5,9	-0,008
5-6	0,035	0,155	100	5,9	4,75	0,0115
6-7	0,0375	0,1925	100	4,75	4,6	0,0015
7-8	0,0325	0,225	100	4,6	3,71	0,0089
8-9	0,03	0,255	100	3,71	3,4	0,0031
9-10	0,005	0,26	100	3,4	3,3	0,001

TABLEAU 2 : Aires tributaires du collecteur 2 (section trapézoïdale)

tronçon	Aire (km ²)	Aire cum. (km ²)	Longueur (m)	Côte		Pente (m/m)
				Amont	Aval	
1-2	0,1025	0,1025	100	5.40	4.5	0,009
2-3	0,025	0,1275	100	4.50	4.10	0,004
3-4	0,015	0,1425	100	4.10	4.00	0,001
4-5	0,04	0,1825	100	4.00	3.83	0,0017
5-6	0,035	0,2175	100	3.83	4.30	-0,0047
6-7	0,0375	0,255	100	4.30	4.35	-0,0005
7-8	0,0475	0,3025	100	4.35	3.00	0,0075
8-9	0,045	0,3475	100	3.60	3.30	0,003
9-10	0,01	0,3575	150	3.30	4.19	-0,0059

TABLEAU 3 : Aires tribulaire du collecteur 3 (section trapézoidale)

troncon	Aire (km ²)	Aire cum. (km ²)	Longueur (m)	Côte		Pente (m/m)
				Amont	Aval	
1-2	0,03	0,03	100	5,35	5,01	0,0034
2-3	0,015	0,045	100	5,01	4,25	0,0076
3-4	0,015	0,06	100	4,25	4,65	-0,004
4-5	0,0225	0,0825	100	4,65	3,73	0,0092
5-6	0,025	0,1075	100	3,73	4,24	-0,0051
6-7	0,0225	0,13	100	4,24	4,9	-0,0066
7-8	0,025	0,155	100	4,9	3,99	0,0091
8-9	0,0075	0,1625	100	3,99	4,2	-0,0021

^ TABLEAU : 4 Aires tributaire du collecteur 4 (section trapézoïdale)

tronçon	Aire (km ²)	Aire cum. (km ²)	Longueur (m)	Côte		Pente (m/m)
				Amont	Aval	
1-2	0,045	0,045	100	5,96	4,94	0,0102
2-3	0,015	0,06	100	4,94	5,3	-0,0036
3-4	0,02	0,08	100	5,3	4,97	0,0033
4-5	0,0175	0,0975	100	4,97	5,3	-0,0033
5-6	0,0275	0,125	100	5,3	4,07	0,0123
6-7	0,04	0,165	100	4,07	3,8	0,0027
7-8	0,02	0,185	100	3,8	4,06	-0,0026
8-9	0,015	0,2	100	4,06	3,63	0,0043
9-10	0,02	0,22	175	3,63	4,36	-0,0042

TABLEAU 5 : Aires tributaires du collecteur 5 (section trapézoïdale)

tronçon	Aire (km ²)	Aire cum. (km ²)	Longueur (m)	Côte		Pente (m/m)
				Amont	Aval	
1-2	0,025	0,025	150	4,47	2,91	0,0104
2-3	0,02	0,045	100	2,91	2,23	0,0069
3-4	0,01	0,055	100	2,223	3,07	-0,0084

TABLEAU 6 : Aires tribulaires du collecteur 6 (section trapézoïdale)

tronçon	Aire (km ²)	Aire cum. (km ²)	Longueur (m)	Côte		Pente (m/m)
				Amont	Aval	
1-2	0,04	0,04	150	4,16	2,7	0,0097
2-3	0,01	0,05	125	2,7	2,06	0,00512

TABLEAU 7 : Aires tributaires de l'émissaire 1 (section trapézoïdale)

troncon	Aire (km ²)	Aire cum. (km ²)	Longueur (m)	Côte		Pente (m/m)
					Aval	
1-2	0,005	0,005	100	4,05	3,4	0,0065
2-3	0,26	0,005	100	3,4	3,3	0,001
3-4	0,0075	0,265	100	3,3	2,8	0,005
4-5	0,01	0,2725	100	2,8	3	-0,002
5-6	0,3575	0,2825	100	3	4,19	-0,0119
6-7	0,0125	0,64	100	4,19	4,6	-0,0047
7-8	0,0125	0,6525	100	4,66	6,21	-0,0155
8-9	0,005	0,665	100	6,21	5,8	0,0041
9-10	0,1625	0,67	100	5,8	4,2	0,016
10-11	0,0075	0,8325	100	4,2	4,99	-0,0079
11-12	0,0315	0,84	100	4,99	4,9	0,0009
12-13	0,02	0,8175	100	4,9	5,16	-0,0026
13-14	0,02	0,8915	100	5,16	5,42	-0,0026
14-15	0,02	0,9115	100	5,42	4,72	0,007
15-16	0,02	0,9315	100	4,72	4,6	0,0012
16-17	0,02	0,9515	100	4,6	3,71	0,0089
17-18	0,02	0,9715	100	3,71	2,99	0,0072
18-19	0,02	0,9915	100	2,99	2,85	0,0014
19-20	0,02	1,0115	100	2,85	2,25	0,006
20-21	0,0125	1,0315	100	2,25	2,2	0,0005
21-22	0,0075	1,044	100	2,2	1,45	0,0075
22-23	0,005	1,0515	100	1,45	1,3	0,0015
23-24	0,0025	1,0565	100	1,3	1,01	0,0029

TABLEAU 8 : Aires tributaires de l'émissaire 2 (section trapézoïdale)

tronçon	Aire (km ²)	Aire cum. (km ²)	Longueur (m)	Côte		Pente (m/m)
					Aval	
1-2	0,317	0,317	150	4,38	3,07	0,0087
2-3	0,0175	0,3345	75	3,07	2,81	0,003466
3-4	0,0325	0,367	125	2,81	2,06	0,006
4-5	0,03	0,397	125	2,06	2,46	-0,0032
5-6	0,0525	0,4495	200	1,46	1,04	0,0071
6-7	0,0175	0,467	100	1,04	1,24	-0,002
7-8	0,0125	0,4795	175	1,24	1,3	-0,00034
8-9	0,0075	0,487	100	1,3	1,5	-0,002
9-10	0,005	0,492	100	1,5	1,65	-0,0015
10-11	0,0025	0,4945	100	1,65	1,6	0,0005
11-12	0,0025	0,497	100	1,6	1,01	0,0059

TABLEAU 9 : Aires tributaires du collecteur 1 (section circulaire)

tronçon	Aire (km ²)	Aire cum. (km ²)	Longueur (m)	Côte		Pente (m/m)
				Amont	Aval	
1-2	0,055	0,055	100	5,1	5	0,001
2-3	0,02	0,075	100	5	4,8	0,002
3-4	0,02	0,095	100	4,8	5,1	-0,003
4-5	0,015	0,11	100	5,1	5,9	-0,008
5-6	0,01	0,12	100	5,9	4,75	0,0115
6-7	0,035	0,155	100	4,75	4,6	0,0015
7-8	0,0375	0,1925	100	4,6	3,71	0,0089
8-9	0,0325	0,225	100	3,71	3,4	0,0031
9-10	0,03	0,255	100	3,4	3,3	0,001

TABLEAU 10 : Aires tributaires du collecteur 2 (section circulaire)

tronçon	Aire (km ²)	Aire cum. (km ²)	Longueur (m)	Côte		Pente (m/m)
				Amont	Aval	
1-2	0.0675	0.0675	100	5.40	4.5	0,009
2-3	0.035	0.1025	100	4.50	4.10	0,004
3-4	0.025	0.1275	100	4.10	4.00	0,001
4-5	0.015	0.1425	100	4.00	3.83	0,0017
5-6	0.04	0.1825	100	3.83	4.30	-0,0047
6-7	0.035	0.2175	100	4.30	4.35	-0,0005
7-8	0.0375	0.255	100	4.35	3.00	0,0075
8-9	0.0475	0.3025	100	3.60	3.30	0,003
9-10	0.045	0.3475	150	3.30	4.19	-0,0059

TABLEAU 11 : Aires tribulaire du collecteur 3 (section circulaire)

tronçon	Aire (km ²)	Aire cum. (km ²)	Longueur (m)	Côte		Pente (m/m)
				Amont	Aval	
2-3	0,03	0,03	100	5,01	4,25	0,0076
3-4	0,015	0,045	100	4,25	4,65	-0,004
4-5	0,015	0,06	100	4,65	3,73	0,0092
5-6	0,0225	0,0825	100	3,73	4,24	-0,0051
6-7	0,025	0,1075	100	4,24	4,9	-0,0066
7-8	0,0225	0,13	100	4,9	3,99	0,0091
8-9	0,025	0,155	100	3,99	4,2	-0,0021

TABLEAU 12 : Aires tributaire du collecteur 4 (section circulaire)

tronçon	Aire (km ²)	Aire cum. (km ²)	Longueur (m)	Côte		Pente (m/m)
				Amont	Aval	
1-2	0,02	0,02	100	5,96	4,94	0,0102
2-3	0,02	0,04	100	4,94	5,3	-0,0036
3-4	0,015	0,055	100	5,9	4,97	0,0033
4-5	0,02	0,075	100	4,97	5,3	-0,0033

TABLEAU 13 : Aires tributaires du collecteur 5 (section circulaire)

tronçon	Aire (km ²)	Aire cum. (km ²)	Longueur (m)	Côte		Pente (m/m)
					Aval	
1-2	0,005	0,005	100	7,18	5,3	0,0188
2-3	0,093	0,098	100	5,3	4,07	0,0123
3-4	0,015	0,113	100	4,07	3,8	0,0027
4-5	0,025	0,138	100	3,8	4,06	-0,0026
5-6	0,02	0,158	100	4,06	3,73	0,0033
6-7	0,015	0,173	100	3,73	4,79	-0,0106
7-8	0,0125	0,1855	100	4,79	3,72	0,0107
8-9	0,01	0,1955	100	3,72	3,92	-0,002
9-10	0,0175	0,213	100	3,92	4,07	-0,0015
	0,025	0,238		4,07	4,9	-0,0083

TABLEAU 14 : Aires tributaires du collecteur 6 (section circulaire)

tronçon	Aire (km ²)	Aire cum. (km ²)	Longueur (m)	Côte		Pente (m/m)
					Aval	
2-3	0,0175	0,0175	100	4,17	3,96	0,002
3-4	0,0175	0,035	100	3,96	3,63	0,033
4-5	0,0175	0,0525	100	3,63	4,12	-0,0049
5-6	0,0175	0,07	100	4,12	4,38	-0,0026

TABLEAU 15 : Aires tributaires du collecteur 7 (section circulaire)

tronçon	Aire (km ²)	Aire cum. (km ²)	Longueur (m)	Côte		Pente (m/m)
					Aval	
2-3	0,025	0,025	100	2,63	2,2	0,0043
3-4	0,015	0,04	100	2,2	2,81	-0,0061

TABLEAU 16 : Aires tributaires du collecteur 8 (section circulaire)

tronçon	Aire (km ²)	Aire cum. (km ²)	Longueur (m)	Côte		Pente (m/m)
					Aval	
2-3	0,015	0,015	100	2,7	2,14	0,0056
3-4	0,02	0,035	100	2,14	2,06	0,0008

TABLEAU 17 : Aires tributaires de l'émissaire 1 (section circulaire)

tronçon	Aire (km ²)	Aire cum. (km ²)	Longueur (m)	Côte		Pente (m/m)
					Aval	
2-3	0,005	0,005	100	3,4	3,3	0,001
3-4	0,26	0,265	100	3,3	2,8	0,005
4-5	0,0075	0,2725	100	2,8	3	-0,002
5-6	0,01	0,2825	100	3	4,19	-0,0119
6-7	0,3575	0,64	100	4,19	4,6	-0,0047
7-8	0,0125	0,6525	100	4,66	6,21	-0,0155
8-9	0,0125	0,665	100	6,21	5,8	0,0041
9-10	0,005	0,67	100	5,8	4,2	0,016
10-11	0,1625	0,8325	100	4,2	4,99	-0,0079
11-12	0,0075	0,84	100	4,99	4,9	0,0009
12-13	0,2505	1,0905	100	4,9	5	-0,001
13-14	0,01	1,1005	100	5	5,4	-0,004
14-15	0,02	1,1205	100	5,4	5,44	-0,0004
15-16	0,02	1,1405	100	5,44	4,72	0,0072
16-17	0,02	1,1605	100	4,72	4,6	0,0012
17-18	0,02	1,1805	100	4,6	3,71	0,0089
18-19	0,02	1,2005	100	3,71	2,99	0,0072
19-20	0,02	1,2205	100	2,99	2,85	0,0014
20-21	0,02	1,2405	100	2,85	2,23	0,0062
21-22	0,02	1,2605	100	2,23	2,2	0,0003
22-23	0,02	1,2805	100	2,2	1,45	0,00175
23-24	0,0125	1,293	100	1,45	1,3	0,0015
24-25	0,0075	1,3005	100	1,3	1,01	0,0029

TABLEAU 18 : Aires tributaires de l'émissaire 2 (section circulaire)

tronçon	Aire (km ²)	Aire cum. (km ²)	Longueur (m)	Côte		Pente (m/m)
					Aval	
1-2	0,0825	0,0825	100	4,38	4	0,0038
2-3	0,03	0,1125	100	4	2,81	0,0119
3-4	0,07	0,1825	100	2,81	2,06	0,0075
4-5	0,0625	0,245	100	2,06	2,46	-0,004
5-6	0,0275	0,2725	100	2,46	2,17	0,0029
6-7	0,025	0,2975	100	2,17	1,04	0,0113
7-8	0,0225	0,32	100	1,04	1,24	-0,002
8-9	0,0175	0,3375	100	1,24	1,3	-0,0006
9-10	0,017	0,3545	100	1,3	1,5	-0,002
10-11	0,0125	0,367	100	1,5	1,65	-0,0015
11-12	0,0075	0,3745	100	1,65	1,6	0,0005
12-13	0,005	0,3795	100	1,6	1,01	0,0059

Tableau 19 : dimensions du collecteur 1 (section circulaire)

tronçon	longueur (m)	aire cum (km ²)	temps de conc. (mn)	intensité pluie (mm/h)	débit de pointe (m ³ /s)	diamètre théo (mm)	diamètre com. (mm)	vitesse écou. (m/s)	temps écou. (mn)	pente (m/m)	capacité ond. (m ³ /s)	Vp (m/s)	pertes de charge (m)	élévation du radier (m)	
														Amont	Aval
1-2	100	0,055	43,66	63,42	0,33	0,64	0,65	1,02	1,63	0,002	0,34	1,03	0,14	3,74	3,54
2-3	100	0,075	45,29	63,94	0,44	0,72	0,75	1,13	1,48	0,002	0,5	1,13	0,12	3,51	3,31
3-4	100	0,095	56,36	62,56	0,5	0,85	0,9	0,9	1,35	0,002	0,57	0,9	0,06	3,36	3,16
4-5	100	0,11	56,73	62,35	0,58	0,9	0,9	0,9	1,85	0,002	0,57	0,9	0,08	3,46	3,26
5-6	100	0,12	26,36	92,17	0,93	0,68	0,7	2,58	0,65	0,0115	0,99	2,58	0,64	4,46	3,31
6-7	100	0,155	43,65	67,43	0,88	0,98	1	1,18	1,41	0,0015	0,93	1,18	0,10	3,01	2,86
7-8	100	0,1925	28,09	89,24	1,44	0,84	0,95	2,59	0,64	0,0089	1,47	2,59	0,56	3,1	2,21
8-9	100	0,225	33,42	76,06	1,44	1,03	1,1	1,81	0,92	0,0031	1,72	1,81	0,16	1,87	1,56
9-10	100	0,255	55,8	62,88	1,35	1,24	1,3	1,15	1,46	0,001	1,53	1,15	0,06	1,36	1,26

Tableau 20 : dimensions du collecteur 2 (section circulaire)

tronçon	longueur (m)	aire cum (km ²)	temps de conc. (mn)	intensité pluie (mm/h)	débit de pointe (m ³ /s)	diamètre théo. (mm)	diamètre com. (mm)	vitesse écoul. (m/s)	temps écoul. (mn)	pente (m/m)	capacité cond. (m ³ /s)	Vp (m/s)	pertes de charge(m)	élévation du radier (m)	
														Amont	Aval
1-2	100	0,0675	25,68	91,79	0,52	0,57	0,6	2,06	0,81	0,009	0,58	2,06	0,47	4,06	3,16
2-3	100	0,1025	35,54	79,14	0,88	0,74	0,75	1,59	1,05	0,004	0,7	1,6	0,26	3,01	2,61
3-4	100	0,1275	54,88	82,81	0,67	0,96	1	0,97	1,78	0,001	0,76	0,97	0,06	2,36	2,26
4-5	100	0,1425	47,8	68,05	0,81	0,93	0,95	1,22	1,37	0,0017	0,86	1,22	0,11	2,36	2,19
5-6	100	0,1825	56,25	62,62	0,96	1,09	1,1	1,03	1,62	0,001	0,98	1,03	0,08	1,99	1,89
6-7	100	0,2175	58,5	62,48	1,14	1,17	1,2	1,09	1,58	0,001	1,28	1,09	0,07	2,36	2,26
7-8	100	0,255	29,76	86,65	1,86	0,96	1	2,64	0,63	0,0075	2,08	2,65	0,41	2,61	1,86
8-9	100	0,3025	38,82	75,66	1,22	1,15	1,2	1,89	0,88	0,003	2,14	1,89	0,18	1,66	1,36
9-10	150	0,8475	55,76	82,9	1,84	1,39	1,4	1,21	1,38	0,001	1,86	1,21	0,12	1,16	1,01

Tableau 21 : dimensions du collecteur 3 (section circulaire)

tronçon	longueur (m)	aire cum (km2)	temps de conc. (mn)	intensité pluie (mm/h)	débit de pointe (m3/s)	diamètre théo. (mm)	diamètre com. (mm)	vitesse écou. (m/s)	temps écou. (mn)	pente (m/m)	capacité cond. (m3/s)	Vp (m/s)	pertes de charge(m)	élévation du radier (m)	
														Amont	Aval
1-2	100	0	37,35	77,17	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,0034	0,00	0,00		4,61	4,27
2-3	100	0,03	28,56	83,48	0,22	0,43	0,45	1,56	1,07	0,0076	0,25	1,56	0,39	3,82	3,06
3-4	100	0,045	44,57	70,51	0,27	0,59	0,60	0,97	1,72	0,002	0,27	0,97	0,13	2,91	2,71
4-5	100	0,06	26,80	91,40	0,46	0,55	0,55	1,97	0,85	0,0092	0,47	1,97	0,57	3,36	2,44
5-6	100	0,0825	44,57	70,51	0,49	0,74	0,75	1,13	1,48	0,002	0,50	1,13	0,14	2,24	2,04
6-7	100	0,1075	56,16	62,68	0,57	0,30	0,90	0,90	1,85	0,001	0,57	0,90	0,08	2,6	2,5
7-8	100	0,13	26,90	91,23	1,00	0,73	0,75	2,40	0,69	0,0091	1,06	2,41	0,52	3,41	2,5
8-9	100	0,155	56,16	62,68	0,82	1,03	1,10	1,03	1,62	0,001	0,98	1,03	0,06	2,15	2,05

Tableau 22 : dimensions du collecteur 4 (section circulaire)

tronçon	longueur (m)	aire cum (km2)	temps de conc. (mn)	intensité pluie (mm/h)	débit de pointe (m3/s)	diamètre théo. (mm)	diamètre com. (mm)	vitesse écou. (m/s)	temps écou. (mn)	pente (m/m)	capacité pond. (m3/s)	Vp (m/s)	pertes de charge(m)	élévation du radier (m)	
														Amont	Aval
1-2	100	0,02	25,90	48,02	0,16	0,36	0,40	1,67	0,99	0,0102	0,21	1,67	0,36	4,82	3,8
2-3	100	0,04	45,55	69,73	0,23	0,57	0,50	0,97	1,72	0,002	0,27	0,97	0,11	5,6	3,4
3-4	100	0,055	30,44	75,06	0,35	0,60	0,60	1,25	1,54	0,0035	0,35	1,25	0,22	3,96	3,63
4-5	100	0,075	45,91	69,46	0,44	0,71	0,75	1,13	1,48	0,002	0,50	1,13	0,11	3,48	3,28

Tableau 23 : dimensions du collecteur 5 (section circulaire)

tronçon	longueur (m)	aire cum (km ²)	temps de conc. (mn)	intensité pluie (mm/h)	débit de pointe (m ³ /h)	diamètre théo. (mm)	diamètre com. (mm)	vitesse écou. (m/s)	temps écou. (mn)	pente (m/m)	capacité cond. (m ³ /s)	Vp (m/s)	pertes de charge(m)	élévation du radier (m)	
														Amont	Aval
1-2	100	0,005	21,12	103,21	0,04	0,20	0,40	2,27	0,73	0,02	0,29	2,27	0,08	6,04	4,16
2-3	100	0,098	25,06	94,58	0,73	0,63	0,65	2,54	0,66	0,01	0,84	2,54	0,67	3,91	2,68
3-4	100	0,113	40,99	73,60	0,70	0,80	0,85	1,42	1,17	0,00	0,81	1,42	0,15	2,48	2,31
4-5	100	0,138	45,74	69,59	0,61	0,90	0,90	1,27	1,31	0,00	0,81	1,27	0,15	2,16	1,96
5-6	100	0,156	39,03	75,46	1,00	0,99	0,90	1,64	1,02	0,00	1,04	1,64	0,22	2,42	2,09
6-7	100	0,173	45,59	69,71	1,01	0,98	1,00	1,37	1,22	0,00	1,07	1,37	0,13	1,99	1,79
7-8	100	0,1855	26,71	91,57	1,43	0,81	0,85	2,83	0,59	0,01	1,61	2,84	0,55	3,2	2,13
8-9	100	0,1955	45,16	70,04	1,15	1,06	1,10	1,46	1,15	0,00	1,38	1,46	0,11	1,86	1,68
9-11	100	0,213	45,72	69,61	1,25	1,06	1,10	1,46	1,15	0,00	1,38	1,46	0,12	2,06	1,88
10-11	100	0,238	45,72	69,61	1,39	1,10	1,10	1,46	1,15	0,00	1,38	1,46	0,15	2,23	2,03

Tableau 24 : dimensions du collecteur 6 (section circulaire)

tronçon	longueur (m)	aire cum (km ²)	temps de onc. (mn)	intensité uie (mm/)	débit de inte (m ³ /)	diamètre éo. (mm)	diamètre om. (mm)	vitesse coul. (m/)	temps coul. (mn)	pente (m/m)	capacité nd. (m ³ /)	Vp (m/s)	pertes de charge(m)	élvat radier	
														Amont	Aval
1-2	100	0,0175	38,94	75,55	0,11	0,40	0,45	0,98	1,70	0,003	0,16	0,98	0,11	2,98	2,68
2-3	100	0,035	40,64	73,92	0,22	0,51	0,55	1,12	1,48	0,003	0,27	1,12	0,14	2,82	2,52
3-4	100	0,0525	46,06	69,35	0,31	0,62	0,65	1,02	1,63	0,002	0,34	1,03	0,12	2,24	2,04
4-5	100	0,07	46,20	69,24	0,41	0,70	0,70	1,08	1,55	0,002	0,41	1,08	0,14	2,68	2,48

Tableau 25: dimensions du collecteur 7 (section circulaire)

tronçon	longueur (m)	aire cum (km ²)	temps de onc. (mn)	intensité pluie (mm/)	débit de inte (m ³ /)	diamètre éto. (mm)	diamètre nom. (mm)	vitesse coul. (m/s)	temps coul. (ms)	pente (m/m)	capacité ond. (m ³ /)	Vp (m/s)	pertes de charge(m)	élev radier	
														Amont	Aval
2-3	100	0,025	34,54	80,31	0,17	0,43	0,45	1,18	1,42	0,0043	0,19	1,18	0,23	1,44	1,01
3-4	100	0,04	40,36	74,18	0,25	0,54	0,55	1,12	1,48	0,003	0,27	1,12	0,18	0,86	0,56

Tableau 26 : dimensions du collecteur 8 (section circulaire)

tronçon	longueur (m)	aire cum (km ²)	temps de onc. (mn)	intensité de pluie (mm/h)	débit de pluie (m ³ /s)	diamètre néo. (mm)	diamètre com. (mm)	vitesse coul. (m/s)	temps coul. (mn)	pente (m/m)	capacité pond. (m ³ /s)	Vp (m/s)	pertes de charge(m)	élev radier	
														Amont	Aval
2-3	100	0,015	31,63	84,00	0,11	0,35	0,35	1,13	1,47	0,0056	0,11	1,14	0,34	1,61	1,05
3-4	100	0,035	46,04	69,36	0,20	0,54	0,55	0,92	1,82	0,002	0,22	0,92	0,13	0,85	0,65

Tableau 27: dimensions de l'émissaire 1 (section circulaire)

tronçon	longueur (m)	aire cum (km ²)	temps de onc. (mn)	intensité de pluie (mm/h)	débit de inté. (m ³ /s)	diamètre néo. (mm)	diamètre nom. (mm)	vitesse coul. (m/s)	temps coul. (mn)	pente (m/m)	capacité ond. (m ³ /s)	Vp (m/s)	pertes de charge (m)	élev radier	
														Amont	Aval
2-3	100	0,015	38,94	75,55	0,10	0,37	0,4	0,91	1,84	0,003	0,11	0,91	0,14	3,26	2,96
3-4	100	0,265	34,68	80,15	1,78	1,02	1,1	2,30	0,72	0,005	2,19	2,30	0,24	1,46	0,96
4-5	100	0,2725	56,88	62,27	1,43	1,27	1,3	1,15	1,45	0,001	1,53	1,15	0,07	0,76	0,66
5-6	100	0,2825	57,61	61,87	1,47	1,28	1,3	1,15	1,45	0,001	1,53	1,15	0,07	0,96	0,86
6-7	100	0,64	40,39	74,15	3,99	1,52	1,6	2,29	0,73	0,003	4,60	2,29	0,17	1,85	1,55
7-8	100	0,6525	39,67	74,84	4,10	1,53	1,6	2,29	0,73	0,003	4,60	2,29	0,18	2,32	2,02
8-9	100	0,665	35,82	78,84	4,40	1,48	1,5	2,56	0,65	0,0041	4,53	2,56	0,28	3,97	3,56
9-10	100	0,67	33,49	81,58	4,59	1,45	1,5	2,83	0,59	0,005	5,00	2,83	0,30	3,56	3,06
10-11	100	0,8325	39,53	74,97	5,24	1,68	1,7	2,38	0,70	0,003	5,41	2,38	0,21	1,76	1,46
11-12	100	0,84	39,64	74,86	5,28	1,68	1,7	2,38	0,70	0,003	5,41	2,38	0,21	2,55	2,25
12-13	100	1,0905	39,64	74,86	6,86	1,86	1,9	2,57	0,65	0,003	7,28	2,57	0,20	2,26	1,96
13-14	100	1,1005	39,59	74,91	6,92	1,86	1,9	2,57	0,65	0,003	7,28	2,57	0,20	2,46	2,16
14-15	100	1,1205	39,59	74,91	7,05	1,88	1,9	2,57	0,65	0,003	7,28	2,57	0,21	2,76	2,46
15-16	100	1,1405	36,03	78,60	7,53	1,82	1,9	2,96	0,56	0,004	8,41	2,96	0,24	2,8	2,4
16-17	100	1,1605	39,50	75,00	7,31	1,90	1,9	2,57	0,65	0,003	7,28	2,57	0,23	2,08	1,78
17-18	100	1,1805	36,03	78,60	7,79	1,85	1,9	2,96	0,56	0,004	8,41	2,96	0,26	1,96	1,56
18-19	100	1,2005	35,94	78,70	7,94	1,86	1,9	2,96	0,56	0,004	8,41	2,96	0,26	1,07	0,67
19-20	100	1,2205	39,50	75,00	7,69	1,94	2	2,66	0,63	0,003	8,35	2,66	0,19	0,25	-0,05
20-21	100	1,2405	36,01	78,62	8,19	1,88	1,9	2,96	0,56	0,004	8,41	2,96	0,28	0,21	-0,19
21-22	100	1,2605	39,50	75,00	7,94	1,96	2	2,66	0,63	0,003	8,35	2,66	0,21	-0,49	-0,79
22-23	100	1,2805	36,01	78,62	8,46	1,90	2	3,07	0,54	0,004	9,64	3,07	0,23	-0,54	-0,94
23-24	100	1,293	39,48	75,01	8,15	1,98	2	2,66	0,63	0,003	8,35	2,66	0,22	-1,29	-1,59
24-25	100	1,3005	40,01	74,51	8,14	1,99	2	2,61	0,64	0,0029	8,21	2,61	0,22	-1,44	-1,73

Tableau 28 : dimensions de l'émissaire 2 (section circulaire)

tronçon	longueur (m)	aire cum (km ²)	temps de conc. (mn)	intensité luie (mm/h)	débit de pointe (m ³ /s)	diamètre théo. (mm)	diamètre com. (mm)	vitesse écoul. (m/s)	temps écoul. (mn)	pente (m/m)	capacité ond. (m ³ /s)	Vp (m/s)	pertes de charge(m)	élev radier	
														Amont	Aval
1-2	100	0,0825	35,99	78,64	0,55	0,69	0,70	1,48	1,12	0,0038	0,57	1,49	0,24	2,94	2,56
2-3	100	0,1125	25,72	93,34	0,88	0,66	0,70	2,63	0,63	0,0119	1,01	2,63	0,58	2,56	1,37
3-4	100	0,1825	29,33	87,30	1,34	0,85	0,85	2,37	0,70	0,0075	1,35	2,37	0,49	1,22	0,47
4-5	100	0,245	45,28	69,95	1,44	1,12	1,20	1,54	1,08	0,002	1,75	1,54	0,10	0,12	-0,08
5-6	100	0,2725	40,46	74,08	1,70	1,11	1,20	1,86	0,90	0,0029	2,10	1,86	0,14	0,52	0,23
6-7	100	0,2975	27,90	89,55	2,24	0,99	1,00	2,90	0,58	0,009	2,28	2,90	0,58	0,43	-0,47
7-8	100	0,32	39,51	74,98	2,02	1,17	1,20	1,89	0,88	0,003	2,14	1,89	0,20	-0,9	-1,2
8-9	100	0,3375	39,82	74,69	2,12	1,20	1,20	1,89	0,88	0,003	2,14	1,89	0,21	-0,7	-1
9-11	100	0,3345	39,82	74,69	2,10	1,19	1,20	1,89	0,88	0,003	2,14	1,89	0,21	-0,64	-0,94
10-11	100	0,367	39,82	74,69	2,30	1,23	1,30	1,99	0,84	0,003	2,65	1,99	0,17	-0,54	-0,84
11-12	100	0,3745	39,78	74,73	2,35	1,24	1,30	1,99	0,84	0,003	2,65	1,99	0,18	-0,39	-0,69
12-13	100	0,3795	31,92	83,61	2,67	1,15	1,20	2,65	0,63	0,0059	3,00	2,65	0,33	-0,34	-0,93

Tableau 29 : dimensions du collecteur 1 (section trapézoïdale)

tronçon	pente (m)	Long. (m)	aire cum (km ²)	temps de conc. (m)	intensité pluie (mm)	débit de pointe (m ³ /s)	Hauteur eau (m)	Hauteur choisie	largeur fond (m)	Aire section (m ²)	largeur surface (m)	capacité cond. (m ³ /s)	Vp (m/s)	vitesse écoule (m/s)	temps écoule (min)
1-2	0,001	100	0,075	43,66	71,26	0,45	0,46	0,50	0,60	0,43	1,15	0,42	0,97	1,17	1,42
2-3	0,002	100	0,095	45,08	70,11	0,56	0,43	0,50	0,60	0,43	1,15	0,59	1,37	1,27	1,31
3-4	0,002	100	0,11	44,97	70,19	0,65	0,46	0,60	0,70	0,62	1,39	0,96	1,54	1,35	1,23
4-5	0,003	100	0,12	39,43	75,07	0,76	0,45	0,60	0,70	0,62	1,39	1,18	1,89	1,65	1,01
5-6	0,0039	100	0,155	36,03	78,59	1,02	0,48	0,70	0,80	0,85	1,62	2,02	2,39	1,88	0,89
6-7	0,0015	100	0,1925	48,89	67,26	1,09	0,59	0,70	0,80	0,85	1,62	1,26	1,48	1,53	1,09
7-8	0,0036	100	0,225	37,05	77,48	1,46	0,56	0,70	0,80	0,85	1,62	1,95	2,29	2,05	0,81
8-9	0,0036	100	0,255	36,78	77,78	1,67	0,59	0,70	0,80	0,85	1,62	1,95	2,29	2,14	0,78
9-10	0,003	100	0,26	38,97	75,51	1,65	0,60	0,70	0,80	0,85	1,62	1,78	2,09	2,04	0,82
canal uniforme	0,0026	900	1,4875					0,7	0,8	0,85	1,62				

Tableau 30 : dimensions du collecteur 2 (section trapézoïdale)

tronçon	pente (m)	Longueur (m)	aire cum (km ²)	temps de conc. (m)	intensité pluie (mm)	débit de pointe (m ³ /s)	Hauteur eau (m)	Hauteur choisie	largeur fond (m)	Aire section	largeur surface	capacité cond. (m)	Vp (m/s)	vitesse écoule (m)	temps écoule (m)
1-2	0,007	100	0,1025	26,58	91,79	0,79	0,39	0,50	0,60	0,43	0,62	1,11	2,55	2,30	0,72
2-3	0,004	100	0,1275	35,46	79,24	0,85	0,45	0,50	0,60	0,43	0,62	0,84	1,93	1,83	0,91
3-4	0,001	100	0,1425	55,79	62,89	0,75	0,55	0,70	0,80	0,85	1,11	1,03	1,21	1,09	1,53
4-5	0,002	100	0,1825	45,19	70,02	1,07	0,56	0,70	0,80	0,85	1,11	1,45	1,71	1,49	1,12
5-6	0,002	100	0,2175	44,78	70,35	1,29	0,59	0,70	0,80	0,85	1,11	1,45	1,71	1,59	1,05
6-7	0,002	100	0,255	44,71	70,41	1,51	0,63	0,80	0,90	1,11	1,40	2,07	1,87	1,66	1,00
7-8	0,005	100	0,3025	33,27	81,86	2,08	0,60	0,80	0,90	1,11	1,40	3,27	2,95	2,29	0,73
8-9	0,003	100	0,3475	38,92	75,56	2,21	0,67	0,80	0,90	1,11	1,40	2,54	2,29	2,13	0,78
9-10	0,002	150	0,3575	54,26	63,79	1,92	0,69	0,80	0,90	1,11	1,40	2,07	1,87	1,87	1,34
canal uniforme	0,003	950	2,035				0,68	0,8	0,9	1,11					

Tableau 31 : dimensions du collecteur 3 (section trapézoïdale)

tronçon	pente (m)	Long. (m)	aire cum (km ²)	temps de conc. (m)	intensité pluie (mm)	débit de pointe (m ³ /s)	Hauteur eau (m)	Hauteur choisie	largeur fond (m)	Aire section	largeur surface	capacité cond. (m)	Vp (m/s)	vitesse écoule (m)	temps écoule (m)
1-2	0,0034	100	0,03	32,92	82,30	0,21	0,27	0,50	0,60	0,43	1,15	0,77	1,78	1,70	0,98
2-3	0,0076	100	0,045	29,08	87,67	0,33	0,28	0,50	0,60	0,43	1,15	1,15	2,66	1,70	0,98
3-4	0,002	100	0,06	44,64	70,46	0,36	0,37	0,50	0,60	0,43	1,15	0,59	1,37	1,11	1,50
4-5	0,007	100	0,0825	30,38	85,74	0,59	0,35	0,50	0,60	0,43	1,15	1,11	2,55	2,23	0,75
5-6	0,002	100	0,1075	44,41	70,65	0,64	0,46	0,60	0,70	0,62	1,39	0,96	1,54	1,30	1,28
6-7	0,003	100	0,13	39,47	75,02	0,82	0,46	0,60	0,70	0,62	1,39	1,18	1,89	1,64	1,02
7-8	0,0091	100	0,155	27,50	90,21	1,17	0,43	0,60	0,70	0,62	1,39	2,05	3,29	2,73	0,61
8-9	0,003	100	0,1625	38,80	75,68	1,03	0,51	0,60	0,70	0,62	1,39	1,18	1,89	1,81	0,92
canal uniforme	0,0046	800	0,7725				0,5	0,6	0,7	0,62	1,39				

Tableau 32 : dimensions du collecteur 4 [section trapézoïdale]

tronçon	pente (m)	Longueu (m)	aire cum (km ²)	temps de conc. (m)	intensité pluie (mm)	débit de pointe (m ³ /s)	Hauteur eau (m)	Hauteur choisie	largeur fond (m)	Aire section	largeur surface	capacité cond. (m)	Vp (m/s)	vitesse écou (m)	temps écou (m)
1-2	0,0102	100	0,045	25,50	93,75	0,35	0,27	0,50	0,60	0,43	0,62	1,34	3,08	1,69	0,99
2-3	0,002	100	0,06	44,65	70,46	0,36	0,37	0,50	0,60	0,43	0,62	0,59	1,37	1,11	1,50
3-4	0,0033	100	0,08	38,51	75,97	0,51	0,38	0,50	0,60	0,43	0,62	0,76	1,75	1,47	1,14
4-5	0,002	100	0,0975	44,80	70,34	0,58	0,44	0,50	0,60	0,43	0,62	0,59	1,37	1,49	1,12
5-6	0,007	100	0,125	30,00	86,30	0,91	0,41	0,50	0,60	0,43	0,62	1,11	2,55	2,87	0,58
6-7	0,003	100	0,165	38,77	75,71	1,05	0,51	0,65	0,75	0,73	0,97	1,46	1,99	1,71	0,98
7-8	0,002	100	0,185	44,64	70,46	1,09	0,56	0,65	0,75	0,73	0,97	1,19	1,63	1,55	1,08
8-9	0,003	100	0,2	39,27	75,22	1,26	0,55	0,65	0,75	0,73	0,97	1,46	1,99	2,19	0,76
9-10	0,002	175	0,22	58,52	61,37	1,13	0,57	0,65	0,75	0,73	0,97	1,19	1,63	1,57	1,86
canal uniforme	0,0038	975	1,1775				0,55	0,65	0,75	0,73	0,97				

bleau 33 : dimensions du collecteur 5 (section trapézoïdale)

tronçon	pente (m)	Long. (m)	aire cum (km2)	temps de conc. (m)	intensité pluie (mm)	débit de pointe (m3/s)	Hauteur eau (m)	Hauteur choisie	largeur fond (m)	Aire section	largeur surface	capacité cond. (m)	Vp (m/s)	vitesse écoule (m)	temps écoule (m)
1-2	0,0104	150	0,025	31,03	84,82	0,18	0,19	0,50	0,60	0,43	1,15	1,35	3,11	1,55	1,07
2-3	0,0069	100	0,045	26,88	91,26	0,34	0,26	0,50	0,60	0,43	1,15	1,10	2,54	1,55	1,07
3-4	0,002	100	0,055	40,07	74,45	0,34	0,34	0,50	0,60	0,43	1,15	0,59	1,37	1,11	1,50
canal uniforme	0,0064	350	0,125				0,31	0,5	0,6	0,43	1,15				

Tableau 34 : dimensions du collecteur 6 (section trapézoïdale)

tronçon	pente (m)	Long. (m)	aire cum (km ²)	temps de conc. (m)	intensité pluie (mm)	débit de pointe (m ³ /s)	Hauteur eau (m)	Hauteur choisie	largeur fond (m)	Aire section	largeur surface	capacité cond. (m)	Vp (m/s)	vitesse écoule (m)	temps écoule (m)
1-2	0,0097	150	0,04	31,76	83,83	0,28	0,23	0,50	0,60	0,43	1,15	1,30	3,01	1,55	1,34
2-3	0,00512	125	0,05	31,76	83,83	0,35	0,28	0,50	0,60	0,43	1,15	0,95	2,18	1,55	1,34
canal uniforme	0,0074	275	0,09					0,5	0,6	0,43	1,15				

Tableau 35 : dimensions de l'émissaire 2 (section trapézoïdale)

tronçon	pente (m)	Long. (m)	aire cum (km ²)	temps de conc. (m)	intensité pluie (mm)	débit de pointe (m ³ /s)	Hauteur eau (m)	Hauteur choisie	largeur fond (m)	Aire section	largeur surface	capacité cond. (m)	Vp (m/s)	vitesse écoule (m)	temps écoule (m)
1-2	0,004	150	0,267	42,54	72,21	1,62	0,57	0,80	0,90	1,11	1,85	2,93	2,64	3,13	0,80
2-3	0,003466	75	0,317	32,34	83,06	2,21	0,66	0,80	0,90	1,11	1,85	2,73	2,46	2,34	0,53
3-4	0,004	125	0,3345	39,36	75,13	2,11	0,63	0,80	0,90	1,11	1,85	2,93	2,64	2,88	0,72
4-5	0,002	125	0,367	49,54	66,82	2,06	0,71	0,80	0,90	1,11	1,85	2,07	1,87	1,86	1,12
5-6	0,004	200	0,397	50,24	66,34	2,21	0,64	0,80	0,90	1,11	1,85	2,93	2,64	3,12	1,07
6-7	0,002	100	0,4495	44,73	70,39	2,66	0,78	0,90	1,00	1,40	2,08	2,83	2,02	1,99	0,84
7-8	0,002	175	0,467	58,60	61,33	2,41	0,75	0,90	1,00	1,40	2,08	2,83	2,02	1,94	1,50
8-9	0,002	100	0,4795	45,16	70,04	2,82	0,80	0,90	1,00	1,40	2,08	2,83	2,02	2,02	0,83
9-11	0,003	100	0,487	39,02	75,47	3,09	0,76	0,90	1,00	1,40	2,08	3,47	2,47	2,03	0,82
10-11	0,003	100	0,492	39,01	75,47	3,12	0,77	0,90	1,00	1,40	2,08	3,47	2,47	2,41	0,69
11-12	0,003	100	0,4945	38,88	75,60	3,14	0,77	0,90	1,00	1,40	2,08	3,47	2,47	3,19	0,52
canal uniforme	0,002951	1350	4,552					0,9	1	1,4	2,08				

Tableau 36 : dimensions de l'émissaire 1 (section trapézoïdale)

tronçon	pente (m)	Long. (m)	aire cum (km ²)	temps de conc. (m)	intensité pluie (mm)	débit de pointe (m ³ /s)	Hauteur eau (m)	Hauteur choisie	largeur fond (m)	Aire section	largeur surface	capacité cond. (m)	Vp (m/s)	vitesse écoule (m)	temps écoule (m)
1-2	0,003	100	0,005	38,19	76,30	0,03	0,14	0,50	0,60	0,43	1,15	0,72	1,67	0,86	1,94
2-3	0,003	100	0,265	40,13	74,39	1,66	0,61	0,80	0,90	1,11	1,85	2,07	1,87	0,86	1,94
3-4	0,003	100	0,2725	40,13	74,39	1,70	0,61	0,80	0,90	1,11	1,85	2,54	2,29	2,53	0,66
4-5	0,002	100	0,2825	44,32	70,72	1,68	0,66	0,80	0,90	1,11	1,85	2,07	1,87	1,76	0,95
5-6	0,002	100	0,64	44,61	70,49	3,79	0,89	0,80	0,90	1,11	1,85	2,07	1,87	1,77	0,94
6-7	0,003	100	0,6525	39,13	75,35	4,13	0,85	1,00	1,10	1,73	2,31	4,60	2,65	2,57	0,65
7-8	0,003	100	0,665	38,84	75,64	4,23	0,86	1,00	1,10	1,73	2,31	4,60	2,65	2,58	0,65
8-9	0,003	100	0,67	38,84	75,65	4,26	0,86	1,00	1,10	1,73	2,31	4,60	2,65	2,96	0,56
9-10	0,003	100	0,8325	38,76	75,73	5,30	0,94	1,00	1,10	1,73	2,31	4,60	2,65	3,47	0,48
10-11	0,003	100	0,84	38,67	75,81	5,35	0,94	1,10	1,20	2,10	2,54	5,93	2,83	2,75	0,61
11-12	0,003	100	0,8175	38,80	75,69	5,20	0,93	1,10	1,20	2,10	2,54	5,93	2,83	2,75	0,61
12-13	0,003	100	0,8915	38,80	75,69	5,67	0,96	1,10	1,20	2,10	2,54	5,93	2,83	2,73	0,61
13-14	0,003	100	0,9115	38,80	75,68	5,79	0,97	1,10	1,20	2,10	2,54	5,93	2,83	2,79	0,60
14-15	0,003	100	0,9315	38,79	75,69	5,92	0,98	1,10	1,20	2,10	2,54	5,93	2,83	2,83	0,59
15-16	0,003	100	0,9515	38,78	75,70	6,05	0,98	1,10	1,20	2,10	2,54	5,93	2,83	2,89	0,58
16-17	0,003	100	0,9715	38,77	75,71	6,18	0,99	1,20	1,30	2,49	2,77	7,48	3,00	2,48	0,67
17-18	0,003	100	0,9915	38,87	75,62	6,30	1,00	1,20	1,30	2,49	2,77	7,48	3,00	2,53	0,66
18-19	0,003	100	1,0115	38,85	75,63	6,43	1,01	1,20	1,30	2,49	2,77	7,48	3,00	2,58	0,65
19-20	0,003	100	1,0315	38,84	75,65	6,55	1,01	1,20	1,30	2,49	2,77	7,48	3,00	2,63	0,63
20-21	0,003	100	1,044	38,83	75,66	6,63	1,02	1,20	1,30	2,49	2,77	7,48	3,00	2,66	0,63
21-22	0,003	100	1,0515	38,82	75,67	6,68	1,02	1,20	1,30	2,49	2,77	7,48	3,00	2,68	0,62
22-23	0,002	100	1,0565	44,28	70,75	6,28	1,08	1,30	1,40	2,93	3,00	7,56	2,58	2,15	0,78
23-24	0,002	100	1,059	44,44	70,62	6,28	1,08	1,30	1,40	2,93	3,00	7,56	2,58	2,15	0,78
canal uniforme	0,0028	2300	17,8455				1,08	1,3	1,4	2,93	3				

Tableau 37 : calcul de l'élévation des radiers pour C1

tronçon	pente Retenue	Pente Critique	pente	Longueur Cond (m)	Hauteur choisie	Aire section (m2)	largeur surface	vitesse écoul (m)	Perte de Charge	Cote élévation du radier			
										Amont	Aval	Amont	Aval
1-2	0,001	0,003936	0,001	100	0,5	0,43	1,15	0,9	0,09	5,10	5,00	4,41	4,31
2-3	0,002	0,003936	0,002	100	0,5	0,43	1,15	1,27	0,17	5,00	4,80	4,83	4,63
3-4	0,002	0,003936	0,002	100	0,5	0,43	1,15	1,35	0,20	4,80	5,10	4,60	4,40
4-5	0,003	0,003936	0,003	100	0,5	0,43	1,15	1,65	0,29	5,10	5,90	4,81	4,51
5-6	0,0039	0,003936	0,015	100	0,5	0,43	1,15	2,95	0,93	5,90	4,75	4,97	3,47
6-7	0,0015	0,003682	0,0015	100	0,6	0,62	1,39	1,53	0,20	4,75	4,60	4,45	4,30
7-8	0,0036	0,003682	0,0089	100	0,6	0,62	1,39	2,99	0,75	4,60	3,71	3,85	2,96
8-9	0,0036	0,003611	0,004	100	0,65	0,73	1,5	2,23	0,38	3,71	3,40	3,28	2,88
9-10	0,003	0,003527	0,003	100	0,7	0,85	1,62	2,04	0,29	3,40	3,30	3,06	2,76

Tableau 38 : Calcul de l'élevation des radiers C2

tronçon	pente Retenue	Pente Critique	pente	Longueu Cond (m)	Hauteur Choisie	Aire section (m2)	largeur surface	vitesse écoul (m)	Perte de Charge	Cote		élevation du rad	
										Amont	Aval	Amont	Aval
1-2	0,007	0,007352	0,009	100	0,5	0,433	0,62	2,30	0,57	5,40	4,50	3,43	2,73
2-3	0,004	0,007352	0,004	100	0,5	0,433	0,62	1,83	0,36	5,40	4,10	4,14	3,74
3-4	0,001	0,006128	0,001	100	0,6	0,6235	0,84	1,09	0,10	4,10	4,00	3,90	3,80
4-5	0,002	0,006128	0,002	100	0,6	0,6235	0,84	1,49	0,19	4,00	3,83	3,81	3,61
5-6	0,002	0,005148	0,002	100	0,7	0,8487	1,108	1,59	0,17	3,83	4,30	3,56	3,36
6-7	0,002	0,005148	0,002	100	0,7	0,8487	1,108	1,66	0,19	4,30	4,35	4,11	3,91
7-8	0,005	0,005148	0,0075	100	0,7	0,8487	1,108	2,29	0,36	4,35	3,60	3,99	3,49
8-9	0,003	0,004443	0,003	100	0,8	1,108	1,40296	2,13	0,26	3,60	3,30	3,24	2,94
9-10	0,002	0,004443	0,002	150	0,8	1,108	1,40296	1,87	0,30	3,30	4,19	3,00	2,70

Tableau 40 : Calcul de l'élevation du radier C3

tronçon	pente Retenue	Pente Critique	pente	Longueur Cond (m)	Hauteur choisie (m)	Aire section (m ²)	largeur urface (m)	vitesse coul (m/s)	Perte de Charge	Cote		élevation radier (m)	
										Amont	Aval	Amont	Aval
1-2	0,0034	1,354228	0,0034	100	0,01	0,43	0,62	0,00	0,00	5,35	5,01	5,00	4,66
2-3	0,0076	0,007352	0,0076	100	0,5	0,43	0,62	1,70	0,31	5,01	4,25	4,21	3,45
3-4	0,002	0,007352	0,002	100	0,5	0,43	0,62	1,11	0,13	4,25	4,65	4,12	3,92
4-5	0,007	0,007352	0,0092	100	0,5	0,43	0,62	2,23	0,53	4,65	3,73	4,12	3,42
5-6	0,002	0,007352	0,002	100	0,5	0,43	0,62	1,30	0,18	3,73	4,24	3,55	3,35
6-7	0,003	0,007352	0,003	100	0,5	0,43	0,62	1,64	0,29	4,24	4,90	3,95	3,65
7-8	0,0091	0,007352	0,0091	100	0,5	0,43	0,62	2,73	0,80	4,90	3,99	4,10	3,19
8-9	0,003	0,006128	0,003	100	0,6	0,62	0,84	1,81		3,99	4,20	3,89	3,59

Tableau 41 : calcul des radiers C4

tronçon	pente Retenue	Pente Critique	pente	Longueur Cond (m)	Hauteur Choisie (m)	Aire section (m ²)	largeur urface (m)	vitesse coul (m/s)	Perte de Charge	Cote		élevation radier	
										Amont	Aval	Amont	Aval
1-2	0,0102	0,007352	0,0102	100	0,5	0,433	0,62	1,69	0,31	5,96	4,94	4,13	3,11
2-3	0,002	0,007352	0,002	100	0,5	0,433	0,62	1,11	0,13	4,94	5,30	4,81	4,61
3-4	0,0033	0,007352	0,0033	100	0,5	0,433	0,62	1,47	0,23	5,30	4,97	5,07	4,74
4-5	0,002	0,007352	0,002	100	0,5	0,433	0,62	1,49	0,24	4,97	5,30	4,73	4,53
5-6	0,007	0,007352	0,0123	100	0,5	0,433	0,62	2,87	0,88	5,30	4,07	4,42	3,72
6-7	0,003	0,003611	0,003	100	0,65	0,73	1,5	1,71	0,22	4,07	3,80	3,70	3,40
7-8	0,002	0,003611	0,002	100	0,65	0,73	1,5	1,55	0,18	3,80	4,06	3,62	3,42
8-9	0,003	0,003611	0,0043	100	0,65	0,73	1,5	2,19	0,36	4,06	3,63	3,70	3,40
9-10	0,002	0,003611	0,002	175	0,65	0,73	1,5	1,57	0,33	3,63	4,36	3,30	2,95

EAU 42 : Calcul des radiers C5

tronçon	pente Retenue	Pente Critique	pente	Longueur Cond (m)	Hauteur Choisie (m)	Aire section (m ²)	largeur surface (m)	vitesse écoul (m/s)	Perte de Charge	Cote		élevation radier	
										Amont	Aval	Amont	Aval
1-2	0,0104	0,0104	0,0104	150	0,50	0,43	0,62	1,55	0,39	4,47	2,91	2,02	0,46
2-3	0,0069	0,007352	0,0069	100	0,50	0,43	0,62	1,55	0,26	2,91	2,23	2,65	1,96
	0,002	0,007352	0,002	100	0,50	0,43	0,62	1,11	0,13	2,22	3,07	2,10	1,90

TABLEAU 46 : Cicut des Radiers C6

tronçon	pente Retenue	Pente Critique	pente	Longueu Cond (m)	Hauteur Choisie (Aire section (m2)	largeur surface	vitesse écou (m	Perte de Charge	Cote		élevation radier	
										Amont	Aval	Amont	Aval
1-2	0,0097	0,0097	0,0097	150	0,5	0,43	0,62	1,55	0,386712	4,16	2,7	1,813288	0,358288
2-3	0,00512	0,007352	0,00512	125	0,5	0,433	0,62	1,55	0,32226	2,7	2,06	2,37774	1,73774

ILEAU 47 : Calcul des radiers E2

tronçon	pente Retenue	Pente Critique	pente	Longueu Cond (m)	Hauteur Choisie (Aire section (m2)	largeur surface	vitesse écoul (m	Perte de Charge	Cote		élévation radier	
										Amont	Aval	Amont	Aval
1-2	0,004	0,004443	0,0087	150	0,8	1,11	1,40	3,13	0,84	4,38	3,07	1,43	0,83
2-3	0,003466	0,004443	0,003466	75	0,8	1,11	1,40	2,34	0,24	3,07	2,81	2,83	2,57
3-4	0,004	0,004443	0,006	125	0,8	1,11	1,40	2,88	0,59	2,81	2,06	2,22	1,72
4-5	0,002	0,004443	0,002	125	0,8	1,11	1,40	1,86	0,25	2,06	2,46	1,81	1,56
5-6	0,004	0,004443	0,0071	200	0,8	1,11	1,40	3,12	1,12	1,46	1,04	1,34	0,54
6-7	0,002	0,003244	0,002	100	0,9	1,40	2,08	1,99	0,19	1,04	1,24	0,75	0,55
7-8	0,002	0,003244	0,002	175	0,9	1,40	2,08	1,94	0,32	1,24	1,30	0,92	0,57
8-9	0,002	0,003244	0,002	100	0,9	1,40	2,08	2,02	0,20	1,30	1,50	1,10	0,90
9-10	0,003	0,003244	0,003	100	0,9	1,40	2,08	2,03	0,20	1,50	1,65	1,30	1,00
10-11	0,003	0,003244	0,003	100	0,9	1,40	2,08	2,41	0,28	1,65	1,60	1,37	1,07
11-12	0,003	0,003244	0,0059	100	0,9	1,40	2,08	3,19	0,50	1,60	1,01	1,10	0,80

Tableau 48 : Calcul de l'élevation des radiers : E1

tronçon	pente Retenue	Pente Critique	pente	Longueur Cond (m)	Hauteur Choisie (m)	Aire section (m ²)	largeur surface	vitesse écoul (m/s)	Perte de Charge	Cote		élevation radier	
										Amont	Aval	Amont	Aval
1-2	0,003	0,005492	0,003	100	0,50	0,60	1,15	0,86	0,08	4,05	3,40	2,82	2,52
2-3	0,003	0,00392	0,003	100	0,50	0,43	1,15	0,86	0,08	3,40	3,30	3,32	3,02
3-4	0,003	0,003375	0,003	100	0,80	1,11	1,85	2,53	0,37	3,30	2,80	2,63	2,33
4-5	0,002	0,003375	0,002	100	0,80	1,11	1,85	1,76	0,18	2,80	3,00	2,62	2,42
5-6	0,002	0,003375	0,002	100	0,80	1,11	1,85	1,77	0,18	3,00	4,19	2,82	2,62
6-7	0,003	0,00313	0,003	100	1,00	1,73	2,31	2,57	0,28	4,19	4,60	3,71	3,41
7-8	0,003	0,00313	0,003	100	1,00	1,73	2,31	2,58	0,28	4,66	6,21	4,32	4,02
8-9	0,003	0,00313	0,003	100	1,00	1,73	2,31	2,96	0,37	6,21	5,80	5,84	5,54
9-10	0,003	0,00313	0,003	100	1,00	1,73	2,31	3,47	0,51	5,80	4,20	5,29	4,99
10-11	0,003	0,003035	0,003	100	1,10	2,10	2,54	2,75	0,28	4,20	4,99	3,82	3,52
11-12	0,003	0,003035	0,003	100	1,10	2,10	2,54	2,75	0,28	4,99	4,90	4,71	4,41
12-13	0,003	0,003035	0,003	100	1,10	2,10	2,54	2,73	0,28	4,90	5,16	4,62	4,32
13-14	0,003	0,003035	0,003	100	1,10	2,10	2,54	2,79	0,29	5,16	5,42	4,87	4,57
14-15	0,003	0,003035	0,003	100	1,10	2,10	2,54	2,76	0,29	5,42	4,72	5,13	4,83
15-16	0,003	0,003035	0,003	100	1,10	2,10	2,54	2,82	0,30	4,72	4,60	4,42	4,12
16-17	0,003	0,003035	0,003	100	1,10	2,10	2,54	2,43	0,22	4,60	3,71	4,38	4,08
17-18	0,003	0,003035	0,003	100	1,10	2,10	2,54	2,47	0,23	3,71	2,99	3,48	3,18
18-19	0,003	0,003035	0,003	100	1,10	2,10	2,54	2,52	0,24	2,99	2,85	2,75	2,45
19-20	0,003	0,003035	0,003	100	1,10	2,10	2,54	2,57	0,25	2,85	2,25	2,60	2,30
20-21	0,003	0,003035	0,003	100	1,10	2,10	2,54	2,63	0,26	2,25	2,20	1,99	1,69
21-22	0,003	0,003035	0,003	100	1,10	2,10	2,54	2,66	0,27	2,20	1,45	1,93	1,63
22-23	0,002	0,002945	0,002	100	1,20	2,49	2,77	2,13	0,15	1,45	1,30	1,20	1,00
23-24	0,002	0,002945	0,002	100	1,20	2,49	2,77	2,14	0,15	1,30	1,01	1,15	0,95

TABLEAU 6.1: Prix Unitaires des Conduites en Béton Armé

Diamètres	300	350	400	450	500	600	700	800	900	1000	1100	1200	1300	1400
Fourniture	34860	40670	46480	52290	58100	69720	81340	92960	104580	116200	127820	139440	150060	162680
Transport	7980	9310	10640	11970	13300	15960	18620	21280	23940	26600	29260	29260	34580	37240
Terrassements	9660	11270	12880	14490	16100	19320	22540	25760	28980	32200	35420	35420	41860	45080
Pose Conduites	10500	12250	14000	15750	17500	21000	24500	28000	31500	35000	38500	38500	45500	49000
Génie Civil	1680	1960	2240	2520	2800	3360	3920	4480	5040	5600	6160	6160	7280	7840
Total	64680	75460	86240	97020	107800	129360	150920	172480	194040	215600	237160	258720	280280	301840
Févus-Ingénierie	10122	11809	13497	15184	16871	20245	23619	26993	30367	33741	37116	40490	43864	47238
Total (94)	74802	87269	99737	112204	124671	149605	174539	199473	224407	249341	274276	299210	324144	349078
Total (95)	78542	91632	104724	117814	130905	157085	183266	209447	235627	261808	287990	314171	340351	366532

TABLEAU 6.2: Prix Unitaires des Conduites en Béton Armé

Diamètres	1600	1700	1800	1900	2000	2100	2200	2300	2400	2500	2600	2700	2800	2900
Fourniture	185920	197540	209160	220780	232400	244020	255640	267260	278880	290500	302120	313740	325360	336980
Transport	42560	45220	47880	50540	53200	55860	58520	61180	63840	66500	69160	71820	74480	77140
Terrassements	51520	54740	57960	61180	64400	67620	70840	74060	77280	80500	83720	86940	90160	93380
Pose Conduites	56000	59500	63000	66500	70000	73500	77000	80500	84000	87500	91000	94500	98000	101500
Génie Civil	8960	9520	10080	10640	11200	11760	12320	12880	13440	14000	14560	15120	15680	16240
Total	344960	366520	388080	409640	431200	452760	474320	495880	517440	539000	560560	582120	603680	625240
Imprévus-Ingénierie	53986	57360	60735	64109	67483	70857	74231	77605	80979	84354	87728	91102	94476	97850
Total (94)	398946	423880	448815	473749	498683	523617	548551	573485	598419	623354	648288	673222	698156	723090
Total (95)	418893	445074	471256	497436	523617	549798	575979	602159	628340	654522	680702	706883	733064	759245

tableau 6.3 :devis estimatif (section circulaire). zone I

N	DESIGNATIONS	UNITE	QUANTIT	P.Unitaire (F.CFA)	P.TOTAL (F.CFA)
1	CONDUITES B.A.rm	mL			
	D= 400	mL	300	104724	31417200
	450	mL	100	117814	11781400
	500	mL	0	130905	0
	550	mL	100	143995	14399500
	600	mL	400	157085	62834000
	650	mL	200	170176	34035200
	700	mL	100	183266	18326600
	750	mL	400	196356	78542400
	800	mL	0	209447	0
	850	mL	300	222537	66761100
	900	mL	500	235627	117813500
	950	mL	100	248718	24871800
	1000	mL	400	261808	104723200
	1100	mL	700	287990	201593000
	1200	mL	200	314170	62834000
	1300	mL	300	340351	102105300
	1400	mL	150	366532	54979800
	1500	mL	200	392713	78542600
	1600	mL	200	418893	83778600
	1700	mL	200	441074	88214800
	1800	mL	0	471256	0
	1900	mL	600	497436	298461600
2	Puisards	u	62	44100	2734200
	TOTAL				1538749800

tableau 6.4 :devis estimatif (section circulaire), zone II

N	DESIGNATIONS	UNITE	QUANTITE	P.Unitaire (F.CFA)	P.TOTAL (F.CFA)
1	CONDUITES B.A.rm	mL			
	D= 350		100	91632	9163200
	400	mL	0	104724	0
	450	ML	200	117814	23562800
	500	ML	0	130905	0
	550	ML	0	143995	0
	600	ML	0	157085	0
	650	ML	100	170176	17017600
	700	ML	300	183266	54979800
	750	ML		196356	0
	800	ML		209447	0
2	Puisards	u	25	44100	1102500
	TOTAL				105825900

tableau 6.5 :devis estimatif (section trapézoïdale). zone I

N	DESIGNATIONS	UNITE	QUANTITE	P.Unitaire (F.CFA)	P.TOTAL (F.CFA)
1	Béton Armé	m3	2010,26	150000	301539000
2	Béton de Propreté	m3	256,25	30000	7687500
3	Fouille	m3	9045	2500	22612500
	TOTAL				331839000

tableau 6.6 :devis estimatif (section trapézoïdale). zone II

N	DESIGNATIONS	UNITE	QUANTITE	P.Unitaire (F.CFA)	P.TOTAL (F.CFA)
1	Béton Armé	m3	1065,72	150000	159858000
2	Béton de Propreté	m3	122,81	30000	3684300
3	Fouille	m3	980,51	2500	2451275
	TOTAL				165993575

-

REFERENCES BIBLIOGRAPHIQUES

- 1 - R. LABONTE - G. distribution et des eaux en milieu urbain
3eme édition , Ecole
polytechnique de Montréal , Septembre 1987.

- 2- Les réseaux d,assainissement : calculs, applications,
perspectives , 2eme édition,
Lavoisier_ TEC & DOC ,1985

- 3- Notes de cours : EAU 421

Tableau 27 TYPE DE CONSTRUCTION PAR QUARTIER

Quartier	Case	Baraque	Banco	Crinting	Ciment	Autres
Abattoir NDangane	2,85	-	1,42	70,00	25,71	-
Bongré Boustane	-	-	1,81	56,36	100,00 41,81	-
Dialègne	3,03	75	1,51	54,54	40,15	-
X Sam	2,94	2,94	5,88	20,58	67,64	-
Kabatoki	-	-	82,00	10,00	8,00	-
Kasavil	1,53	-	7,69	16,92	73,84	-
Kasnack	87	-	4,38	28,07	66,66	-
Kundam	-	-	25,92	62,96	11,11	-
Léona	-	-	8,10	25,67	66,21	-
Lyndiane Sérère	12,19	2,43	85,36	-	-	-
NDorong	1,19	-	8,33	44,04	35,71	10,71
NGane Alassane	21,27	-	46,80	27,65	2,12	2,12
Ngane Saer	13,79	-	37,93	34,48	13,79	-
Médina I	6,84	-	27,39	17,80	42,46	5,47
Médina II	4,08	-	40,81	14,28	38,77	2,04
Sara Diougary	12,50	-	14,06	23,43	48,43	1,56
X Taba NGoye I	5,00	1,66	3,33	41,66	48,33	-
X Taba NGoye II	1,28	-	-	60,25	38,46	-
Touba Kaolack	5,88	-	22,05	44,11	26,47	1,47
Thioffack	1,88	-	60,37	22,64	15,09	-
Sama Moussa	-	-	78,57	14,28	4,76	2,38
NGade	-	-	88,09	7,14	4,76	-
Sing-Sing	4,65	-	88,37	7,14	4,76	-
Gawane	-	-	12,12	39,39	45,45	3,03
Totaux	78	3,16	28,33%	27,98%	32,53%	1%