

RÉPUBLIQUE DU SÉNÉGAL



ÉCOLE POLYTECHNIQUE DE THIES

DÉPARTEMENT DE GÉNIE CIVIL

PROJET DE FIN D'ÉTUDES

**EN VUE DE L'OBTENTION DU DIPLOME
D'INGÉNIEUR DE CONCEPTION.**

**TITRE : CONCEPTION D'UN RÉSEAU D'ASSAINISSEMENT
PLUVIAL POUR LA VILLE DE PIKINE.**

GC.0175

AUTEUR : Gabriel Samba TINE

DIRECTEUR : Souleymane N'DIONGUE, Ing M.Sc.A

CO-DIRECTEUR : Mbaye Thioune WADE, Urbaniste

Juillet 1993

**A MA MAMAN ET MON PAPA: ceci est le fruit de vos
sacrifices.**

A MES FRERES, MES SOEURS ET MES AMIS.

REMERCIEMENTS

Je tiens à exprimer ma reconnaissance à tous ceux qui de près ou de loin ont contribué à l'élaboration de ce document. Je citerai particulièrement mon Directeur de projet et mon Directeur externe pour leur disponibilité et leurs conseils pertinents. Je n'oublie pas messieurs Baal et Abdou Diouf, respectivement à la SONFES de Thiès et de Ham, pour leur sollicitude; ainsi que mes cadets, Abdoulaye Ly, Ibra Faty Mboup et Ciré Lô qui m'ont assisté pour le traitement de texte et les dessins; enfin, tous ceux que je ne peux citer nommément et qui m'ont gratifié de leur assistance ou de leurs conseils. Qu'ils voient tous à travers ces lignes l'expression de ma profonde gratitude.

SOMMAIRE

Cette étude constitue une modeste contribution à la résolution d'un problème d'actualité brûlante qu'est l'environnement. Cette contribution aura pour objet la conception d'un réseau pluvial pour Pikine.

L'approche consistera à l'exploitation des données physiques et climatologique de la ville, en vue de la proposition d'un réseau répondant à tous les critères techniques et adapté à la configuration du milieu. La conception se fera suivant la méthode rationnelle. Des calculs économiques se feront au terme des études techniques, par: des méthodes de quantification telles que des calculs de métrés, des évaluations prévisionnelles des frais d'entretien etc... Tout ceci, dans l'optique de proposer un coût de l'ouvrage.

En tout état de cause, la pertinence de cette infrastructure d'assainissement tiendra moins de son coût que de la satisfaction qu'elle procurera à la population. Notons pour finir que ce travail ne peut avoir la prétention d'une solution exhaustive du problème. Il se situe à la phase d'avant projet, donc constitue charpente qu'il faudra utiliser pour les études de réalisation.

TABLE DES MATIERES

	<u>Pages</u>
REMERCIEMENTS	i
SOMMAIRE	ii
TABLE DES MATIÈRES	iii
LISTE DES TABLEAUX	v
LISTE DES FIGURES	vi
LISTE DES PLANS	vii
LISTE DES ANNEXES	viii
<u>Chapitre 1</u> INTRODUCTION	1
1.1 Situation géographique	1
1.2 Buts poursuivis	2
1.3 Données disponibles	2
1.4 Étapes et méthodologie générale	2
<u>Chapitre 2</u> ÉTUDE DU MILIEU	4
2.1 Situation économique	4
2.2 Niveau d'urbanisation	6
2.3 Pluviométrie	9
2.4 Température	10
2.5 Topographie	10
2.6 Géologie et caractéristiques des sols...	11
<u>Chapitre 3</u> PLANIFICATION DU RÉSEAU	12
3.1 Délimitation de la zone d'étude	12
3.2 Identification des exutoires	13
3.3 Tracé du réseau	15

<u>Chapitre 4</u>	DIMENSIONNEMENT DU RÉSEAU	22
4.1	Délimitation des sous bassins	22
4.2	Types d'ouvrages	24
4.3	Emplacement des regards	25
4.4	Aires tributaires	26
4.5	Critères de design	33
4.5.1	Courbes Intensité-durée-fréquence.	34
4.5.1.1	Fréquence de design.....	34
4.5.1.2	Temps de concentration.....	36
4.5.2	Coefficients de ruissellement....	37
4.5.3	Diamètres ou aires des sections..	42
4.5.4	Vitesses et pentes.....	45
4.5.5	Pertes de charge singulières.....	47
4.5.6	Couverture minimale.....	47
4.5.7	Calcul des pompes.....	48
4.5.8	Procédure générale de calcul.....	54
4.5.9	Uniformisation des sections.....	55
4.5.10	Profils en long.....	56
4.5.11	Dispositions constructives.....	56
4.5.11.1	Ouvrages de captage.....	72
4.5.11.2	Ouvrages de drainage.....	72
4.5.11.3	Ouvrages d'entretien.....	74
<u>Chapitre 5</u>	EVALUATIONS FINANCIERES.....	75
<u>Chapitre 6</u>	CONCLUSIONS ET RECOMMANDATIONS.....	80
	RÉFÉRENCES.....	83
	ANNEXES	

LISTE DES TABLEAUX

	<u>Pages</u>
2.1 Pluviométrie moyenne annuelle de Dakar.....	9
2.2 Pluviométrie moyenne annuelle de Pikine.....	10
4.1 Aires tributaires des sous bassins du collecteur N°1..	27
4.2 Aires tributaires des sous bassins du collecteur N°2..	28
4.3 Aires tributaires des sous bassins du collecteur N°3..	29
4.4 Aires tributaires des sous bassins du collecteur N°4..	30
4.5 Aires tributaires des sous bassins du collecteur N°5..	31
4.6 Aires tributaires des sous bassins du collecteur N°6..	32
4.7 Aires tributaires des sous bassins du collecteur N°7..	33
4.8 Coefficients de ruissellement des sous bassins.....	41
4.9 Calculs préliminaires du collecteur 1.....	57
4.10 Calculs préliminaires du collecteur 2.....	58
4.11 Calculs préliminaires du collecteur 3.....	59
4.12 Calculs préliminaires du collecteur 4.....	60
4.13 Calculs préliminaires du collecteur 5.....	61
4.14 Calculs préliminaires du collecteur 6.....	62
4.15 Calculs préliminaires du collecteur 7.....	63
4.16 Dimensions finales du collecteur 1.....	64
4.17 Dimensions finales du collecteur 2.....	65
4.18 Dimensions finales du collecteur 3.....	66
4.19 Dimensions finales du collecteur 4.....	67
4.20 Dimensions finales du collecteur 5.....	68
4.21 Dimensions finales du collecteur 6.....	69
4.22 Dimensions finales du collecteur 7.....	70
4.23 Dimensionnement de l'intercepteur.....	71

LISTE DES FIGURES

	<u>Pages</u>
3.1 Délimitation de la zone d'étude.....	14
4.1 Délimitation des sous bassins.....	23
4.2 Courbes intensité-durée-fréquence.....	35
4.3 Dimensions d'un canal trapézoïdal.....	44

LISTE DES PLANS

	<u>Pages</u>
3.1 Option de tracé N°1.....	18
3.2 Option de tracé N°2.....	19
3.3 Option de tracé N°3.....	20

LISTE DES ANNEXES

ANNEXE 1	Plan de Pikine au 1/5000 ^{ème}
ANNEXE 2	Profil en long des collecteurs 1 & 3
ANNEXE 3	Profil en long du collecteur 2
ANNEXE 4	Profil en long du collecteur 4
ANNEXE 5	Profil en long du collecteur 5
ANNEXE 6	Profil en long du collecteur 6
ANNEXE 7	Profil en long du collecteur 7
ANNEXE 8	Profil en long de l'intercepteur

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 réseaux d'assainissement urbains. D'autre part, dans le peu de villes équipées de ces infrastructures, le problème d'entretien de ces équipements se pose. En effet, l'ensablement et le déversement de matières solides contribuent à les rendre insuffisants.

Dans le cadre de cette présente étude, nous nous intéressons à la ville de Pikine sise dans la banlieue dakaroise, à quinze kilomètres environ du centre ville de Dakar.

1.1 SITUATION GÉOGRAPHIQUE

La ville de Pikine est située entre le 17°23 et le 17°24 de longitude ouest et le 14°45 et le 14°46 de latitude nord (1). Dans le sens de sa longueur, le centre ville est limité au sud ouest par la Route Nationale, au nord est, par la Route des Niayes; à l'est par la voie ferrée Thiaroye/Dakar et à l'ouest par la grande Niaye. Pikine s'inscrit harmonieusement dans la zone des Niayes, caractérisée par des massifs dunaires groupés par endroit ou carrément isolés par ailleurs; et des dépressions très proches de la nappe souterraine. La ville est construite sur les versants et les fonds de trois vallées parallèles orientées sensiblement suivant la direction nord/sud. Cette morphologie confère à la ville un caractère de zone à forte stagnation pendant la période hivernale.

1.2 BUTS POURSUIVIS

Devant l'ampleur de la situation d'insalubrité de Pikine, et vu l'importance de la population, il urge de mettre en place des dispositifs adéquats pour l'assainissement de la ville.

C'est dans cette perspective que nous inscrivons la présente étude qui a donc pour but la conception d'un réseau d'assainissement d'eaux pluviales. Ce réseau sera constitué de plusieurs collecteurs qui seront des conduites enterrées ou des canaux selon les résultats des différentes études.

1.3 DONNÉES DISPONIBLES

Nous disposons des documents suivants:

- un plan au 1/5000^{ème} de la ville de Pikine (plan I.G.N),
- un plan au 1/8000^{ème} de la ville de Pikine,
- mémogramme "La ville de Pikine (faits et chiffres)"(1),
- courbes intensité durée fréquence de la Ville de Dakar,
- des extraits du plan directeur d'urbanisme de Dakar 2001 (rapport justificatif B.C.E.O.M SONED Afrique Juillet 1986) (2),
- des extraits du document "Gestion de la croissance urbaine au Sénégal- Les équipements urbains à Dakar" (rapport définitif du C.R.H.U.A) (3).

1.4 ETAPES ET MÉTHODOLOGIE GÉNÉRALE

Dans un premier temps nous nous intéresserons à l'étude du milieu. Nous présenterons dans cette partie la ville sous divers aspects, tels que sa géographie, son rôle économique, son niveau d'urbanisation, sa topographie, son climat etc...

A partir des résultats de ces différentes études nous pourrions identifier des aires aptes à une utilisation d'exutoire. Notons au passage que les mécanismes d'écoulement définis par la configuration du relief seront un facteur déterminant au choix des exutoires.

L'étape suivante consistera à une proposition de tracé du réseau, tenant compte de l'emplacement des exutoires et de l'exploitation des possibilités d'écoulement gravitaire. Ce tracé nous permettra de définir des sous bassins contribuant chacun au débit de ruissellement. Ce morcellement facilite les calculs de débit et permet la mise en évidence des caractéristiques des différents sous bassins, particulièrement, le coefficient de ruissellement. Connaissant maintenant les paramètres caractérisant les sous bassins, nous pouvons calculer les débits à évacuer par chaque sous bassin et par conséquent les capacités de conduite à prévoir. Cette étape correspond au dimensionnement proprement dit. Comme dans tout projet d'ingénierie, il est capital de faire une évaluation économique ou financière, pour se faire une idée du coût du projet y compris les charges récurrentes à sa réalisation.

2.1 SITUATION ÉCONOMIQUE

La commune de Pikine regroupe les quartiers périphériques de Thiaroye, Yeumbeul, Malika. Sur le plan commercial, on peut noter la présence de plusieurs marchés à diverses vocations et situés à différents endroits de la commune. Les principaux sont:

- le marché syndicat, dont le domaine d'activité est le commerce fruitier; et, le commerce des légumes;

- le marché zinc sis à l'ouest de la ville; c'est un marché dont les secteurs d'activité sont le textile, les appareils électroniques, les denrées alimentaires, la quincaillerie etc...

- nous pouvons citer le marché de Thiaroye, situé en périphérie et qui est le grand centre de légumineux de la Commune.

Sur le plan de l'agriculture, il s'est développé depuis plusieurs décennies déjà des activités de maraîchage, favorisées par la proximité de la nappe dans les Niayes. Les fruits de ces activités alimentent les divers marchés de la zone. On assiste aussi de temps en temps à une riziculture balbutiante, pratiquée par quelques populations manjaques de la zone; mais cela ne constitue pas une activité économique d'envergure, comparée au maraîchage. En général, tous ces types d'activités sont pratiqués dans les zones périphériques de Yeumbeul Malika et Keur Massar.

En dehors de l'usine textile de ICOTAF, on ne note pas d'activité industrielle à proprement parler à Pikine Ville. Cependant à l'échelle de la commune, on peut relever un tissu industriel constitué des unités (1) TRANSPLAST, SERAS, SEVEN UP, ISLIMA, COMPLAST, RIKO, SOTIBA, COTONNIERE DU CAP VERT, SAR, CAFAL, HAMO, NESTLÉ, FORRAIL, SEMPA, NESTLE, TCS, SIPOA, SIPS.

Pour le nettoyage de la ville, à l'entrée sud se trouve l'unité de nettoieement SIAS qui est un poste de transfert des ordures ménagères. Mais ce qu'il faut surtout noter, c'est qu'au moment de l'établissement du présent document, cette unité n'était pas très fonctionnelle; et ceci pour des raisons assez complexes. Toujours est il que l'inefficacité de cette structure se traduit par l'accumulation de tas d'immondices en divers endroits de la ville et même de la commune. De plus en plus, la saleté commence à faire partie du décor ainsi morose de quelques points de Pikine et de ses environs. La conséquence l'exposition des populations à toutes sortes de périls.

Sur le plan des transports, l'activité de la zone est dominée par le trafic des cars rapides et de celui des bus de la SOTRAC. Cependant, du fait de la forte densité démographique (40.000 hab/km²) et de l'excentricité par rapport à Dakar, le problème de transport persiste, même avec la mise en service du "Petit Train Bleu" desservant Dakar, Pikine, Thiaroye et Rufisque.

2.2 NIVEAU D'URBANISATION

Pour mieux aborder cet aspect, faisons un bref historique du processus d'occupation de Pikine et de ses environs. La ville de Pikine créée en 1952 était alors un village de déguerpis; d'après l'arrêté N°2352/SDE du 23 avril 1952 (1) stipulant que: *"les terrains situés sur titre foncier N°3892/OG tels qu'ils sont figurés au plan joint au présent arrêté, sont affectés à l'établissement d'un village de pailloles dénommé: lotissement de Dagoudane Pikine, avec réserve de certains emplacements par l'administration"*. Ainsi, pouvons nous voir que malgré les problèmes d'assainissement, Pikine s'est développé suivant un plan d'aménagement préétabli. C'est pourquoi, la ville de Pikine ne connaît pas les grands désordres d'occupation de ses quartiers satellites que sont Thiaroye, Yeumbeul. Ces quartiers se sont développés d'une manière désordonnée à partir de villages traditionnels de mêmes noms et qui furent jadis le fief de populations léboues.

En ce qui a trait des infrastructures, la ville s'illustre par l'état de dégradation avancée du petit réseau routier dont elle dispose. Ce réseau d'environ 18 km est disposé suivant quatre principaux axes parallèles. En progressant de l'ouest vers l'est, on peut distinguer: rue 10 à l'extrémité ouest et longeant la ville sur toute sa longueur; puis, on a successivement, Tally bou mack, Tally bou bess, et Tally icotaf. Deux axes secondaires et la Route des Niayes délimitant le nord est de la ville, constituent le réseau perpendiculaire aux axes principaux.

L'infrastructure d'assainissement se résume en un réseau domestique qui ne dessert que la partie sud ouest de la ville à partir de l'axe routier Tally bou bess. Cependant, le département administratif de Pikine (qui ne coïncide pas exactement avec la commune de Pikine) compte un embryon de réseau d'égout intéressant la cité OILM de Guédiawaye. Les eaux usées sont traitées par une petite station d'épuration située dans les Niayes et réalisée en 1974 pour 3500 équivalents-habitants (1).

Aucun réseau pluvial n'a jusque là été construit dans cette ville. En plus du niveau de dégradation des chaussées, cette lacune a abouti à la création de points privilégiés de stagnation d'où une impraticabilité de ces tronçons pendant la saison des pluies.

Sur le plan de l'habitat et des autres infrastructures publiques, l'affectation du sol programmée par le plan directeur d'urbanisme à l'intérieur des limites communales de superficie 9600 ha, soit 18% de la région de Dakar est le suivant pour l'an 2001 (2):

a/ habitat:

Immeubles	90 ha	
Villas	195 ha	
Individuel denses et petits collectifs	3577 ha	
	<hr/>	
	3862 ha	(40.2%)

b/ Equipements et espaces publics:

Equipements publics	668 ha
Aires de sports	106 ha
Cimetières	56 ha
Espaces verts	1711 ha
Terrains nus	172 ha

2713 ha (28.3 %)

c/ Zones d'activités 1154 ha (12 %)

d/ Zones non aedificandis
et divers (côtés lacs) (19.5 %)

Quant à la Ville même de Pikine , les prévisions du plan directeur sont les suivantes pour l'Horizon 2001:

- Superficie totale	560 ha
- Superficie des habitations	380 ha (68%)
- Espaces publics et protégés	10 ha (2 %)
- Superficie d'activités	25 ha (4 %)
- Aire des voies bitumées	30 ha (6 %)
- etc...	

2.3 PLUVIOMÉTRIE

L'importance de ce facteur se justifie dans notre étude en ce qu'il nous permet de déterminer les quantités d'eau à évacuer. Pour les besoins de cette présente étude, les courbes intensité-durée-fréquence caractérisent d'une manière satisfaisante les tendances générales de cette pluviométrie. Il ne faudra cependant pas perdre de vue que ces courbes sont déterminées par des techniques statistiques donc représentent un comportement moyen de la pluviométrie du territoire pour lequel elles sont établies. Nous n'oublierons pas par ailleurs de souligner qu'à défaut de données exploitables en TDF sur Pikine, nous avons pris celles de Dakar Yoff qui se trouve dans la même région naturelle que Pikine. La zone d'étude, à l'instar du Sénégal, se trouve dans la zone soudano-sahélienne marquée par une pluviométrie annuelle moyenne et effective d'environ d'un mois à trente cinq jours de pluie (voir tableaux 2.1 et 2.2).

Tableau 2.1: Pluviométrie moyenne annuelle de Dakar (*)

Période considérée	Pluviométrie moyenne (mm)	Nbre de jour moy de pluie
1947 - 1989	482.4	38
1947 - 1967	595.6	46
1968 - 1984	325	31
1985 - 1989	490.2	36

(*) *Source: Station météo Dakar-Yoff*

Tableau 2.2 : Pluviométrie moyenne annuelle de Pikine

Période considérée	Pluviométrie moyenne	Nbre de jour moy de pluie
1974 -1978	448.4	33
1979 -1983	395.7	31
1984 -1988	416.5	35
1989 -1991	501.1	40

Du point de vue intensité, les précipitations se présentent sous forme d'averses à caractères orageux de durées assez brèves.

2.4 TEMPÉRATURE

La température quant à elle présente une instabilité dans le temps. Les extremums sont observés généralement durant les mois de janvier et août avec respectivement les températures moyennes mensuelles de 20 degrés et 26 degrés. Cependant on peut assister journalièrement à des pics de 15 degrés et 31 degrés respectivement.

2.5 TOPOGRAPHIE

Comme nous l'avons souligné dans l'introduction, Pikine présente un relief assez irrégulier du fait de sa localisation dans le décor dunaire des Niayes. La tendance accidentée se précise avec la proximité de ces niayes, alors que plus l'on se déplace vers Thiaroye, par la route des niayes, cette configuration s'atténue au fur et à mesure. On pourrait même dire que de Thiaroye à Tally (cotaf, le relief est quasi plat, mais, à partir de cette intersection, jusqu'à la limite ouest de la

ville, on observe l'alternance de massifs dunaires longeant toute la ville et d'axes dépressionnaires. Plus au nord, vers Guédiawaye, un puissant cordon de dunes orientées sud ouest/ nord est, dont l'altitude atteint par endroit 30 mètres constitue un barrage pour la grande Niaye Guénou Mbao venant de la partie occidentale.

2.6 GÉOLOGIE ET CARACTÉRISTIQUE DES SOLS

D'après la classification de Trénoux (1), Pikine se trouve dans la zone de la région sableuse des Niayes, à l'est de la ligne Yoff-Hann, jusqu'à Mbao puis remontant vers Sangalkam. Cette région naturelle repose sur un substratum qui daterait d'une période située entre le paléocène et l'éocène. Les sables vifs et les sables fixés qui recouvrent le substratum sont à peu près constitués des mêmes matériaux. Les gros éléments sont en général exclusivement du quartz, alors que les éléments fins sont les produits de décomposition in situ ; ce sont les limonites, les bauxites mais surtout l'argile dans les points humides. Les proportions en gros éléments et en matériaux fins varient d'une zone à une autre mais aussi d'une profondeur à une autre.

La masse sablonneuse quartzique est très favorable à l'infiltration. Cependant, cet avantage contre les stagnations disparaît vite sur les axes des bas fonds caractérisés par la présence de sols hydromorphes ou halomorphes et par la proximité de la nappe freinant ainsi l'infiltration. Ces zones sont fortement sujettes à la stagnation hivernale.

3.1 DÉLIMITATION DE LA ZONE D'ÉTUDE

La zone d'étude pourrait être assimilée à Dagoudane Pikine qui n'est rien d'autre que la partie la plus "urbanisée" de la commune. Cette délimitation de la zone d'étude qui à priori pourrait paraître arbitraire est une réponse à une série d'exigences et de contraintes qu'on pourrait résumer comme :

-le niveau d'urbanisation des quartiers périphériques et la structure désordonnée de l'occupation de l'espace, aboutissant de ce fait à la présence de ruelles sinueuses rendrait difficile, très onéreux la construction d'un réseau dans ces zones, du moins dans leur état actuel. Il faudrait alors, de la part des autorités administratives, un effort de restructuration voire de réhabilitation de ces quartiers pour que des perspectives d'assainissement adéquat soient envisageables.

-Le second problème lié au premier, est par ailleurs d'ordre économique; en fait, l'extension d'un réseau jusque dans ces zones impliquerait de fortes incidences financières liées d'abord à la restructuration, puis à la construction du réseau; tout ceci à l'état actuel de la situation est une utopie, vu les capacités financières faibles de nos communes à l'image simplement des difficultés d'évacuation des ordures ménagères qui jonchent la ville.

Néanmoins nous estimons que la ville même de Pikine, en tant que centre d'activité, et centre administratif de la commune devrait se doter de cette infrastructure qui de nos jours n'est plus un bien de luxe. D'autre part, les conditions préalables de la réalisation d'un réseau d'égoût se résumeront juste à la réfection des axes routiers.

C'est à l'ensemble de ces facteurs précités que tient la délimitation suivante de la zone d'étude (voir figure 3.1)

- Au nord est, elle est délimitée sur toute sa longueur par la Route des niayes;
- au sud par la route nationale N1;
- à l'ouest par la grande niaye;
- à l'est par la voie ferrée.

3.2 IDENTIFICATION DES EXUTOIRES

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

- au nord ouest, la Grande Niaye qui délimite la ville est un bassin très approprié à l'évacuation. Elle présente de larges aires aptes à recevoir de grandes quantités d'eaux. Si de bonnes dispositions sont prises pour éviter la contamination des effluents, ce bassin est l'idéal pour la collecte des eaux d'une bonne partie de la ville.

- La seconde possibilité est la mer (Thiaroye Guédj) située à l'extrême sud de la ville, environ à 600 mètres de la voie ferrée. Les positions de ces deux exutoires sont presque providentielles eu égard à la morphologie dunaire de la ville. Aussi, on pourra s'affranchir de procéder à de profondes excavations. Puisque la plus haute ligne de crêtes est située aux environs de l'axe Tally bou mack, elle déterminera le versant à évacuer vers les Niayes et celui destiné à la mer. Dans tous les cas, nous retiendrons que la zone des Niayes est vraiment idéale puisqu'elle présente les côtes les plus basses (environ 2 m). Notre appréhension par rapport à l'exutoire de la mer est la traversée obligatoire de la voie ferrée puisque la mer et la ville sont situées de part et d'autre de cette voie.

3.3 TRACÉ DU RÉSEAU

Comme exposé dans l'étude physique de la ville, nous pouvons noter une morphologie caractérisée par des irrégularités du relief. On peut ainsi observer des masses dunaires longeant la ville suivant l'axe nord/sud et se relayant avec des dépressions inter-dunaires toujours dans la même direction. De cette situation, nous pouvons mettre en évidence trois principaux bassins longeant la ville, et dont les points bas correspondent aux axes que simulent les chaînes de cuvettes en chapelet le long la ville. Il va sans dire que nous intégrons l'hypothèse fort justifiée que les axes formés par les lignes de crête matérialisent les lignes de partage des eaux.

D'autre part, en ce qui concerne les rues, on note en général des tronçons droits sur des centaines de mètres et interrompus à certains endroits par des rangées d'habitations.

Ceci fait que pendant l'hivernage, des inondations de maisons sont quelquefois observées au niveau des points de cuvette.

Compte tenu de tous ces facteurs, nous avons pu dégager trois options de réseau suivant les axes disponibles et les mécanismes possibles de collecte:

- la première option consiste à épouser les collecteurs aux trois principales voies routières (voir Plan 3.1);

- la seconde option consiste à disposer les axes des collecteurs suivant les lignes de dépressions. Les cinq premiers collecteurs seraient reliés à un intercepteur. Les sixième et septième collecteurs situés de l'autre côté de la plus haute crête déverserait directement dans les niayes (voir Plan 3.2);

- la troisième option serait de réaliser trois collecteurs, dont l'une longerait la Route des Niayes, le second sur la voie transversale passant devant le stade A Djigo, et, le dernier qui quitterait le Terminus Khouroumar, pour descendre vers la mission catholique (voir Plan 3.3).

De ces trois possibilités, nous avons choisi la seconde (voir Plan 3.2), puisque l'efficacité de la première et du dernier entraînerait la réalisation d'excavations très profondes. D'autre part, il pourrait se poser la collecte des eaux au niveau des cuvettes intérieures. Cependant, la solution pour laquelle nous avons opté n'en présente pas moins quelques inconvénients.

Du fait de la non continuité des rues, de temps en temps, il faudra procéder à des changements de direction quelquefois brusques, ce qui occasionnera des pertes de charges importantes.

Indépendamment même de ces changements de direction, le risque d'ensablement est quand même réel, puisque du fait de l'érosion hydraulique occasionnée par l'écoulement des effluents à partir des versants, des particules de sables seront entraînées et se déposeront dans les conduites. Il faudra donc penser à des curages périodiques. Une solution palliative, pourrait consister à stabiliser le terrain aux environs immédiates des axes des conduites ou des canaux. Il faudra finalement penser à des dispositions constructives pour un des collecteurs qui sera parallèle à la voie ferrée sur environ 1200 mètres.

Conclusion:

Cette étape nous a permis de faire le tour d'horizon de toutes les caractéristiques physiques de notre zone d'étude, pour pouvoir en déduire, la configuration la plus appropriée de notre réseau.

A tout point de vue, nous pensons que celle que nous avons choisie répond mieux aux caractéristiques physiques de la ville. Elle affranchit l'ouvrage de dépenses qui pourraient par exemple consister à faire des fouilles profondes ou la mise en place de beaucoup de stations de relèvements. C'est à dessein que nous avons choisi de ne pas parler des coefficients de ruissellement dans cette partie; nous traiterons cette partie très importante dans le calcul des débits.

Le dimensionnement d'un réseau consiste à déterminer les dimensions et la forme des différentes canalisations constituant le réseau; en résumé, la détermination des différentes sections. C'est un processus itératif par lequel des calculs successifs sont faits pour aboutir au meilleur compromis coût-fiabilité technique. Des artifices de calcul sont utilisés tels que le morcellement des différents bassins en sous bassins élémentaires présentant des caractéristiques homogènes simplifiant ainsi les calculs.

4.1 DÉLIMITATION DES SOUS BASSINS (voir figure 4.1)

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 m au plus si les diamètres sont compris entre 305 mm et 1220 mm et de 150m dans le cas où le diamètre est supérieure à 1220 mm (4).

Pour intégrer toutes ces exigences, pour les parties les plus en amont de chaque collecteur, nous avons placé des regards à la limite de toutes les deux rues; ce qui correspond à une distance d'environ 80 mètres.

Puis, nous avons procédé au fur et à mesure à l'augmentation des distances séparant deux regards, mais toujours en tenant compte des limites conseillées.

4.2 TYPES D'OUVRAGES

A partir du plan du réseau proposé au chapitre précédent, nous tentons dans cette partie de faire un choix préliminaire du type d'ouvrage à adapter à chaque configuration du milieu. Il s'agit là tout simplement de faire des options entre des canaux trapézoïdaux recouverts ou plutôt des canalisations enterrées.

Le choix entre ces deux types d'ouvrages sera fonction de deux facteurs :

- le premier est relatif à la côte du radier au point de raccordement à l'intercepteur. A ce sujet, nous avons noté pour certains collecteurs tels que le collecteur N°3, une faiblesse de la côte du tronçon le plus en amont (environ 2 à 6 mètres). S'il faut tenir compte de la couverture minimale et des pentes nécessaires à un écoulement gravitaire, on risquerait dans l'hypothèse d'utilisation des conduites enterrées, d'aboutir à des côtes aval en deçà de la côte de l'exutoire.

- La seconde contrainte concerne les volumes d'excavation. Dans nos options, nous veillerons à limiter au minimum nécessaire les volumes de terre à excaver. Une raison justifiant cette contrainte est la possibilité d'endommagement d'habitations au voisinage direct du réseau que pourraient occasionner des fouilles profondes. A cela, il faut ajouter les coûts supplémentaires qu'engendrerait l'utilisation de matériels spécialisés tels que des palpeilles pour retenir les terres aux abords des tranchées.

Compte tenu de ces différents facteurs, nous faisons la résolution d'utiliser des canaux trapézoïdaux pour les collecteurs qui en général se trouve ou traversent sur une longue distance de fortes dépressions, de ce fait le problème d'excavations profondes sera résolu. Pour l'intercepteur, nous utiliserons des conduites enterrées, ou des canaux trapézoïdaux si des difficultés s'opposaient à la première possibilité.

4.3 EMPLACEMENT DES REGARDS

Sans préjuger de la nature de l'ouvrage à retenir pour un tronçon donné de collecteur, nous avons pensé que la mise en place d'un regard tous les 80 m en moyenne répondra aux recommandations relatives aux distances entre regards (4).

Il s'agit selon ces dispositions de bonne pratique de prévoir un regard tous les 100 m au plus pour des diamètres compris entre 305 et 1220 mm, et à une distance de 150 m pour les diamètres supérieurs à 1220 mm.

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.

4.4 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. L'aire ainsi définie contribuera au calcul du tronçon ou du bief directement en aval du point de collecte.

La méthode que nous avons utilisée pour la détermination de ces aires a consisté à décomposer chaque surface complexe en figures simples (rectangles, triangles, trapèzes), puis à sommer les aires partielles calculées pour obtenir l'aire effective. Nous pouvons voir du Tableau 4.1 au tableau 4.7, les différentes aires tributaires.

Tableau 4.1 Aires tributaires des sous bassins
du collecteur n°1

TRONÇONS	ALTITUDE		LONGUEUR (m)	SOUS BASSINS	AIRE (m ²)
	Amont	Aval			
1 - 2	6.9	6.4	84	1	2.49
2 - 3	6.4	6	80	2	3.01
3 - 4	6	5.9	82	3	3.14
4 - 5	5.9	6	80	4	3.26
5 - 6	6	5.7	82	5	3.39
6 - 7	5.7	5.1	80	6	3.42
7 - 8	5.1	4.4	85	7	3.20
8 - 9	4.4	3.8	83	8	2.94
9 -10	3.8	4	81	9	2.75
10-11	4	5.5	80	10	2.85
11-12	5.5	5.4	55		
12-13	5.4	5.5	80	11	2.37
13-14	5.5	5.7	87	12	2.28
14-15	5.7	5.8	115	13	2.21

Tableau 4.2 Aires tributaires des sous bassins
du collecteur n 2

TRONÇONS	ALTITUDES		LONGUEUR (m)	SOUS BASSINS	AIRES (ha)
	Amont	Aval			
1 - 2	9.5	10.4	140	1	2.49
2 - 3	10.4	9.8	56	2	2.49
3 - 4	9.8	9.8	144	3	2.52
4 - 5	9.8	9.5	152	4	1.61
5 - 6	9.5	9.4	120	5	3.33
6 - 7	9.4	8	112		
7 - 8	8	7.8	80	6	2.72
8 - 9	7.8	7.3	240	7	1.68
9 -10	7.3	8	120		
10-11	8	6	120	8	2.49
11-12	6	5.4	120	9	2.36
12-13	5.4	5.2	80	10	2.35
13-14	5.2	5.6	92	11	1.60
14-15	5.6	5.7	84	12	1.99
15-16	5.7	5.8	80	13	1.79
16-15 _i	5.8	5.8	40	14	1.82

Tableau 4.3 Aires tributaires des sous bassins du collecteur n°3

TRONÇONS	ALTITUDES		LONGUEUR (m)	SOUS BASSINS	AIRES (ha)
	Amont	Aval			
1 - 2	6	5.7	80	1	1.44
2 - 3	5.7	5.8	80	2	2.75
3 - 4	5.8	6.4	80	3	2.49
4 - 5	6.4	6.3	80	4	2.49
5 - 6	6.3	4.7	48		
6 - 7	4.7	6.3	80	5	2.43
7 - 8	6.3	6.7	80	6	2.37
8 - 9	6.7	6.8	80	7	2.50
11-10	6.8	7.1	85	8	2.69
10-11	7.1	6.7	80	9	2.85
11-12	6.7	5.8	85	10	2.99
12-13	5.8	5.9	80	11	3.12
13-14	5.9	5.5	83	12	3.26
14-15	5.5	5.4	80	13	3.20
15-16	5.4	5.4	39	14	3.29

Tableau 4.4 Aires tributaires des sous bassins
du collecteur n°4

TRONÇONS	ALTITUDES		LONGUEUR (m)	SOUS BASSINS	AIRES (ha)
	Amont	Aval			
1 - 2	6.8	5.2	120	1	3.67
2 - 3	5.2	3.8	120	2	4.24
3 - 4	3.8	3.5	120	3	5.04
4 - 5	3.5	5.4	120	4	5.04

Tableau 4.5 Aires tributaires des sous bassins
du collecteur n°5

TRONÇONS	ALTITUDES		LONGUEUR (m)	SOUS BASSINS	AIRES (ha)
	Amont	Aval			
1 - 2	10.8	9.7	72	1	3.00
2 - 3	9.7	9.3	80	2	3.14
3 - 4	9.3	9.7	85	3	3.20
4 - 5	9.7	10.6	80	4	3.21
5 - 6	10.6	9.5	85	5	3.22
6 - 7	9.5	9.1	84	6	3.26
7 - 8	9.1	9	85	7	3.05
8 - 9	9	8.3	85	8	2.15
9 -10	8.3	7.7	85	9	2.02
10-11	7.7	7.3	85	10	2.00
11-12	7.3	7.6	85	11	2.12
12-13	7.6	7.6	85		
13-14	7.6	6.5	99	12	1.98
14-15	6.5	5.9	100	13	2.88
15-16	5.9	4	168	14	4.03
17-18	7.7	7.3	132	15	2.76
18-19	7.3	6.1	100	16	3.41
19-16	6.1	4	166	17	4.03

Tableau 4.6:
Tableau 4.6 Aires tributaires des sous bassins
 du collecteur N 6

TRONÇONS	ALTITUDES		LONGUEUR (m)	SOUS BASSINS	AIRES (ha)
	Amont	Aval			
1 - 2	11.4	9.9	72	1	2.00
2 - 3	9.9	7.7	120	2	4.45
3 - 4	7.7	6.4	120	3	5.78
4 - 5	6.4	4.9	120	4	5.88
5 - 6	4.9	3.5	86	5	9.41
6 - 7	3.5	2.4	83	6	2.88
7 - 8	2.4	1.8	78	7	3.09
8 - 9	1.8	2.1	87	8	3.65
9 -10	1.8	1.9	96	9	2.65
10-12	1.9	1.8	101	10	4.16

Tableau 4.7 Aires tributaires des sous bassins du collecteur n°7

TRONÇONS	ALTITUDES		LONGUEUR (m)	SOUS BASSINS	AIRES (ha)
	Amont(m)	Aval(m)			
1 - 2	6	3.8	112	1	3.84
2 - 3	3.8	4	80	2	4.48
3 - 4	4	3.3	224	3	3.99
4 - 5	3.3	3	136	4	3.28
5 - 6	3	3.2	8	5	5.8
6 - 7	3.2	3.7	150	6	7.53
7 - 8	3.7	3.7	124	7	4.66
8 - 9	3.7	3.9	112	8	4.66
9 -10	3.9	2.8	104	9	4.35
10-11	2.8	2.2	240	10	4.66
11-12	2.2	1.8	56	11	4.96

4.5 CRITÈRES DE DESIGN

Le calcul de dimensionnement est fait suivant la méthode dite 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, des coefficients de ruissellement etc...

4.5.1 COURBES INTENSITÉ DURÉE FRÉQUENCE (IDF)

Nous devons avoir des données quantitatives des intensités de précipitations grâce aux courbes IDF établies par la SONEES pour Dakar qui est dans la même zone naturelle que Pikine. Ces courbes ne sont que la représentation graphique d'équations caractérisant l'intensité maximale probable d'une pluie d'une durée donnée et survenant selon une fréquence donnée. Ces équations sont établies après un traitement statistique de données pluviométriques (4). A la figure 4.2 nous pouvons voir les courbes IDF de Dakar, ainsi que les équations des familles de courbes.

L'exploitation de ces équations IDF suppose dans un premier temps le choix d'une période de retour ou fréquence de design.

4.5.1.1 Fréquence de design

Ce paramètre dépend du risque présenté par une rupture qui serait liée à l'insuffisance de l'ouvrage. Pour les ouvrages d'assainissement, la période recommandée est d'au moins cinq ans (4). Dans le cadre du présent projet, nous avons opté pour une fréquence décennale. Ce choix est guidé par le souci de rendre sécuritaire notre ouvrage.

D'autre part, étant donné que le coût de l'ouvrage n'est pas directement proportionnel à la fréquence choisie, nous pensons ainsi diminuer le risque à un coût moindre.

Après le choix de la période de retour, on choisit l'équation caractérisant les pluies de la fréquence supposée. Pour obtenir l'intensité, il faut déterminer le temps de concentration.

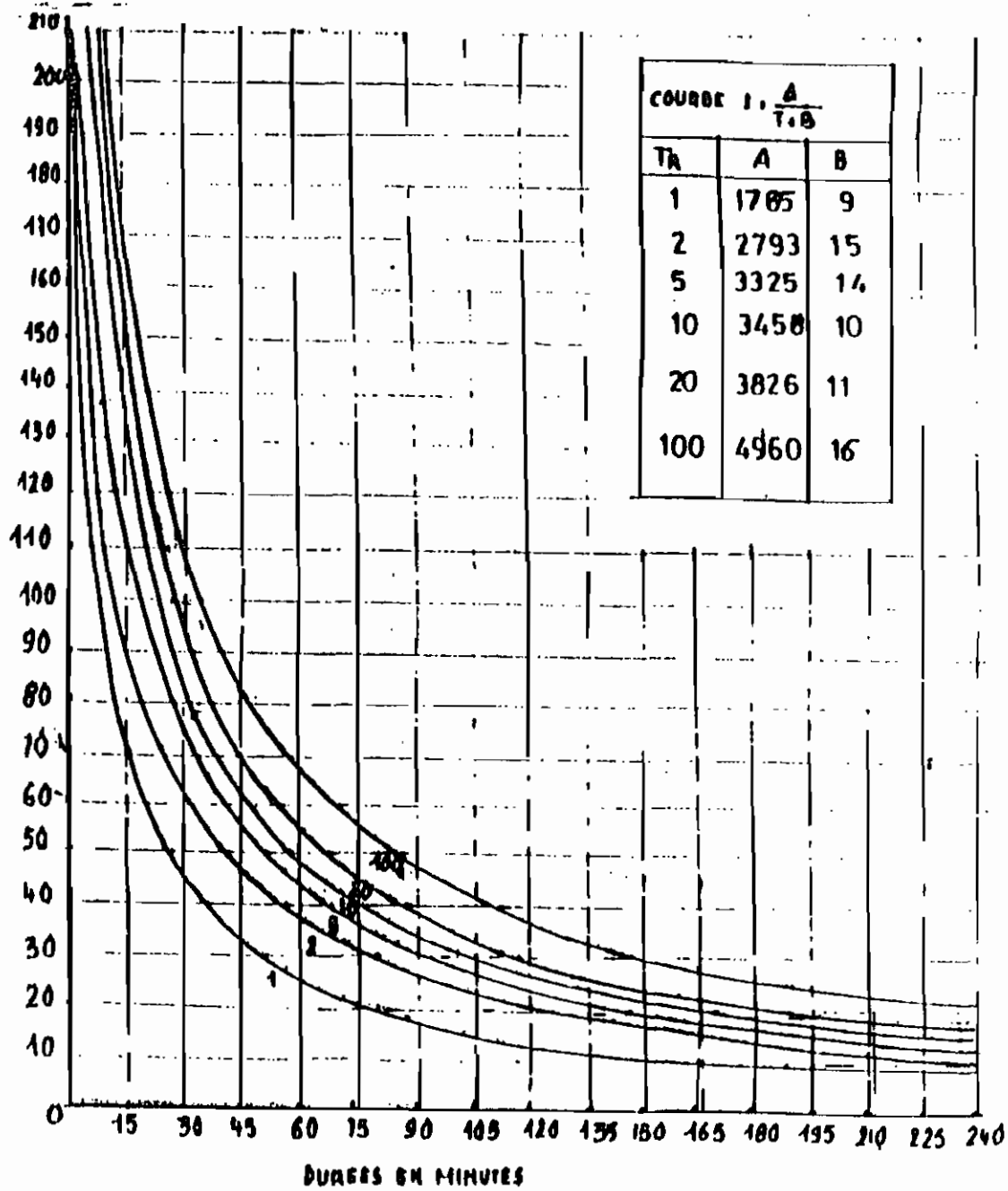


Figure 4.2 Courbes intensités durée fréquence de Dakar
(Source SONEES)

4.5.1.2 Temps de concentration

Il est défini comme étant le temps mis par la goutte d'eau la plus éloignée hydrauliquement pour atteindre le point de captage. Il est la somme de deux composantes que sont: le temps d'entrée ou de ruissellement en surface et le temps d'écoulement dans la conduite.

Le temps d'entrée dépend:

- de la longueur de parcours L,
- de la nature de la surface de ruissellement .

Il est calculé suivant l'une ou l'autre des équations empiriques suivantes:

$$t_e = (2.187 L n / S^{0.5})^{0.467} \quad (\text{équation de Kerby}) \quad \text{si } L \leq 365 \quad (4.1)$$

$$t_e = 0.0195 L^{0.77} F / S^{0.385} \quad (\text{équation de Kirpich}) \quad \text{si } L > 365 \quad (4.2)$$

L: longueur maximale de parcours en m.

F: facteur propre aux différentes surfaces

S: pente moyenne sur la longueur de parcours (m/m)

Nous avons supposé une valeur moyenne égale à 0.35 pour n; du fait qu'on se situe en zone sablonneuse par endroit et proche de la nappe par ailleurs (*appendice 4.1*). Le calcul du temps d'entrée n'est pas systématiquement nécessaire pour tous les tronçons qui ont en général des dimensions du même ordre de grandeur.

Le calcul du temps de concentration des sous bassins suivant, se fait par addition du temps de concentration du collecteur précédent au temps d'écoulement en conduite calculé.

Le temps d'écoulement se calcule suivant le modèle suivant:

$$t_f = L/V \quad (4.3)$$

V = vitesse (m/s)

L = longueur de tronçon (m)

Nous avons tous les paramètres nécessaires au calcul de l'intensité de la précipitation; et ceci suivant l'hypothèse que la durée de l'averse est au moins égale au temps de concentration.

Pour Dakar, on peut calculer une intensité décennale suivant la relation suivante: $R = 3458/(T + 11) \quad (4.4)$

T : temps de concentration ou durée de l'averse (min)

R : Intensité (mm/heure)

4.5.2 COEFFICIENT DE RUISSELLEMENT

Pendant la durée d'une précipitation ou immédiatement après celle-ci, un bilan des quantités tombées consisterait essentiellement en une partie qui s'infiltre dans le sol, et une autre qui ruisselle. Cette dernière portion représente la quantité d'effluent dont la répartition dans le temps donne le débit.

Le rapport de la quantité ruisselée par rapport à la quantité totale de précipitation dépend de la perméabilité du sol et aussi des pentes qui peuvent favoriser le ruissellement si elles sont assez importantes.

Ce paragraphe vise à évaluer la fraction de la précipitation qui résulte en ruissellement. Cette fraction est le coefficient de ruissellement.

La procédure de calcul de ce coefficient consiste essentiellement à calculer un coefficient pondéré de ruissellement dont les termes seront déterminés selon plusieurs caractéristiques du terrain. Ainsi, on déterminera une valeur caractérisant la proportion de la surface bâtie, une autre relative à la surface bitumée, une autre des propriétés intrinsèques de perméabilité du terrain naturel etc...

Il peut arriver dans certains cas cependant que certains paramètres soient occultés, tout simplement par ce que leur influence est négligeable dans les calculs.

L'utilisation de la méthode rationnelle nécessite que le coefficient de ruissellement soit fixe, c'est à dire indépendant de la durée de précipitation qui influence la saturation du sol. Nous avons là une hypothèse simplificatrice pour les besoins de l'utilisation de la méthode. En ce qui concerne la présente étude, nous prendrons en compte les paramètres suivants:

- proportion de surface bâtie,
- proportion de surface bitumée,
- perméabilité du sol,
- pente.

A l'appendice 4.2, nous avons des valeurs recommandées pour différents types de surfaces et de secteurs. L'approche de calcul que nous comptons adopter est la détermination pour chaque facteur pris en compte d'un coefficient à partir des valeurs recommandées à l'appendice 4.2. Chaque coefficient sera pondéré par une fraction égale à la proportion du type de surface qu'il caractérise par rapport à la surface totale. En sommant les différents coefficients pondérés, nous obtenons ainsi le coefficient de ruissellement de la surface en question.

Soit un secteur composé d'une surface bâtie, d'une surface à l'état naturel et d'une surface couverte par des routes bitumées. Le modèle de calcul du coefficient de ruissellement est le suivant:

$$I = i_c A_c + i_n A_n + i_r A_r \quad (4.5)$$

i_c : coefficient de ruissellement caractérisant une surface couverte,

i_n : coefficient de ruissellement caractérisant une surface naturelle,

i_r : coefficient de ruissellement caractérisant une surface bitumée,

A_c : proportion de la surface bâtie,

A_n : proportion de surface naturelle non bâtie,

A_r : proportion de surface bitumée.

Dans le choix de la valeur de i_n , nous tiendrons compte de la pente naturelle du terrain, toujours à partir des valeurs recommandées à l'appendice 4.2.

Les données concernant la surface bâtie dont nous disposons ne sont pas spécifiques à des zones définies de la ville, mais plutôt à toute l'étendue de celle-ci. C'est pourquoi, dans l'évaluation de A_c , nous partirons de la valeur moyenne calculée d'après le rapport surface habitat/surface totale; puis, nous ferons intervenir notre jugement sur la base de notre connaissance du milieu pour majorer ou minorer cette valeur moyenne suivant les zones.

Cet ajustement présente une part subjective, mais eu égard à nos données qui sont globales, nous pensons que ceci constitue la seule manière d'approcher les valeurs réelles.

La surface occupée par les habitations est de 380 ha et la surface totale de 560 ha (voir chapitre 1). La valeur moyenne de la portion bâtie est de $p = 380/560 = 0.68$

En exemple de calcul, nous prenons la zone couvrant la cité pépinière; nous majorons p à 0.75 pour tenir compte du fait que cette zone est plus urbanisée qu'une majeure partie du reste de la ville. La proportion de surface bitumée étant de 0.05, la proportion non bâtie est alors de 0.20. Les valeurs recommandées pour i_c , i_n , i_f sont respectivement de 0.8, 0.25, 0.8. soit I le coefficient de ruissellement, nous aurons:

$$\begin{aligned} I &= 0.80 * 0.75 + 0.20 * 0.25 + 0.05 * 0.8 \\ &= 0.69 \end{aligned}$$

Cette procédure étant fastidieuse pour chaque sous bassin, nous regrouperons les sous bassins ayant les mêmes propriétés, pour calculer à chaque groupe un coefficient commun suivant la procédure ci dessus. Le tableau 4.8 montre les valeurs du coefficient de ruissellement pour chaque sous bassin.

Tableau 4.8 Coefficients de ruissellement des sous bassins

sous bassin	Collect N1	Collect N2	Collect N3	Collect N4	Collect N5	Collect N6	Collect N7
1	0.66	0.68	0.68	0.68	0.64	0.62	0.64
2	0.66	0.68	0.68	0.68	0.64	0.62	0.64
3	0.66	0.68	0.68	0.68	0.64	0.62	0.64
4	0.66	0.68	0.68	0.68	0.64	0.62	0.64
5	0.66	0.68	0.68	0.68	0.64	0.62	0.64
6	0.66	0.68	0.68		0.64	0.62	0.64
7	0.66	0.68	0.68		0.66	0.62	0.62
8	0.68	0.68	0.68		0.66	0.62	0.62
9	0.68	0.68	0.66		0.66	0.62	0.62
10	0.68	0.68	0.66		0.66	0.62	0.62
11	0.68	0.68	0.66		0.66		0.62
12	0.68	0.68	0.66		0.66		
13	0.68	0.68	0.68		0.68		
14		0.68	0.68		0.68		
15					0.68		
16					0.68		
17					0.68		

4.5.3 DIAMÈTRES OU AIRES DES SECTIONS DES CONDUITES

Selon que l'on opte pour une conduite enterrée ou un canal prismatique, nous calculerons respectivement le diamètre de la conduite ou l'aire de la section du canal. Dans un cas comme dans l'autre, les paramètres seront: le débit, la pente du canal qui de préférence est celle du terrain naturel.

Le débit peut se calculer d'après la méthode rationnelle par la relation suivante:

$$Q = 2.78 \text{ AIR} \cdot 10^{-3} \quad (4.6)$$

A= aire du sous bassin en ha

I= coefficient de ruissellement

R= intensité moyenne de l'averse en mm/h d'une durée égale au temps de concentration.

Le calcul de la section ou du diamètre se fait alors par la formule de Manning : $V = R^{2/3} S^{0.5} / n$ (4.7)

R= rayon hydraulique =D/4 pour les sections circulaires (m),

S= pente du tronçon (m/m),

n= coefficient de rugosité de Manning.

1er cas: Calcul du diamètre pour les conduites enterrées:

Pour nos conduites que nous prévoyons en béton,

$n=0.013$ (appendice 4.4)

$$\begin{aligned} V &= R^{2/3} S^{1/2} / n \\ &= (D/4)^{2/3} S^{1/2} / n , \end{aligned}$$

(pour une conduite circulaire de diamètre D coulant pleine)

$$V = 0.397 D^{2/3} S^{1/2} / n$$

Sachant que $V = Q/A$ alors $Q = V A$

$$= (\pi D^2 / 4) * 0.397 D^{2/3} S^{1/2} / n$$

$$Q = 0.312 D^{8/3} S^{1/2} / n$$

d'où $D = (n Q / 0.312 S^{0.5})^{3/5} \quad (4.8)$

Dans le design, nous choisirons le diamètre commercial immédiatement supérieur ou égal à D . Nous devons toutefois veiller à ce que les vitesses s'inscrivent dans un intervalle que nous définirons plus tard.

2ème cas: Ecoulement en canaux prismatiques:

Comme dans le premier cas, nous partirons toujours du débit calculé avec la méthode rationnelle.

Utilisant la formule de Manning on a:

$$V = R^{2/3} S^{1/2} / n$$

$S =$ pente (m/m).

Nous avons fait l'hypothèse de concevoir un collecteur en béton, d'où une valeur de $n = 0.013$ (voir appendice 4.4).

$$Q = A R^{2/3} S^{1/2} / n$$

$A =$ aire (m^2)

$R =$ rayon hydraulique = A/P (m)

$P =$ périmètre mouillé (m)

$S =$ pente (m/m)

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 maximal. Cette section correspond à un périmètre mouillé minimal, A étant fixe. Cette hypothèse donne les résultats suivants, démontrés en appendice 4.3:

$$A = \text{aire (m}^2\text{)}$$

$$l = 2(A/3\sqrt{3})^{0.5}$$

$$h = \sqrt{A/4\sqrt{3}}$$

$$l = \text{largeur de fond (m)}$$

$$h = \text{hauteur d'eau (m)}$$

$$m = \text{fruit aval}$$

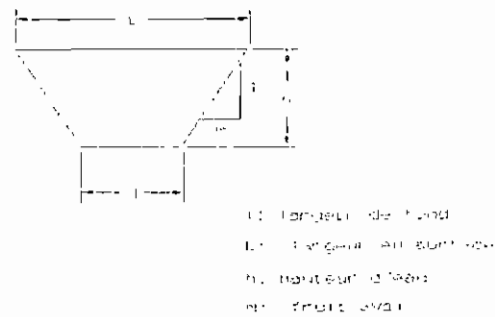


Figure 4.3 Dimensions du canal trapézoïdal

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 d'avoir un écoulement uniforme, donc que 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.

4.5.4 VITESSES ET PENTES

4.5.4.1 Vitesses:

A partir des aires des sections ou des diamètres calculés, précédemment, nous pouvons déduire les vitesses d'écoulement par la relation $V = Q/A$.

Pour obéir à des exigences d'écoulement assurant d'une part l'autocurage de nos conduites ou canaux et d'autre part limitant l'érosion hydraulique de ces derniers, nos vitesses devront s'inscrire dans une plage recommandée. Ces mesures de bonne pratique visent à préserver notre réseau du dépôt de matières solides, de la formation des gaz, des excès de bruits et d'une détérioration précoce etc...

Pour les conduites enterrées:

$$V_{\min} = 0.9 \text{ m/s} ; \quad V_{\max} = 3 \text{ m/s} \quad (4)$$

Pour les canaux trapézoïdaux

$$V_{\min} = 0.6 \text{ m/s} ; \quad V_{\max} = 5 \text{ m/s} \quad (5)$$

4.5.4.2 Pentes:

Les pentes, comme nous avons pu nous en rendre compte, ont une grande influence sur la conception des ouvrages et les critères de design. Pour les conduites enterrées, l'exigence principale sur les pentes est de permettre un écoulement avec des vitesses s'inscrivant dans les limites définies ci dessus.

Pour les canaux trapézoïdaux, en plus de ces conditions sur la pente, nous essayerons au mieux d'avoir des pentes de radier inférieur 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:

$$S_c = g h_a^3 n^2 / R^{4/3}$$

h_a = hauteur moyenne = A/L (m)

A = aire de la section (m^2)

L = largeur en surface (m)

R = rayon hydraulique (m)

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

4.5.5 PERTES DE CHARGES SINGULIERES

L'écoulement dans les conduites, les changements de direction d'écoulement, le passage au niveau des regards sont autant de facteurs entraînant des pertes de charges. Nous en prendrons compte pour limiter les risques de dysfonctionnement du réseau. Ainsi, nous distinguerons:

- les pertes dans les conduites,
- les pertes dues aux changements de directions.

Les pertes de charge dues à l'écoulement dans les conduites sont prises en compte dans la formule de Manning, c'est pourquoi, cette étude portera sur les pertes singulières.

Ces pertes sont évaluées par la relation:

$$J_2 = K V^2 / 2g$$

V: vitesse

K: coefficient dépendant de la nature de la singularité

(voir appendices 4.4)

Au niveau des singularités, nous calculerons les dénivellations à prévoir d'après la relation établie ci haut.

4.5.6 COUVERTURE MINIMALE

En vue d'éviter les charges vives sur les conduites enterrées, une couverture minimale d'épaisseur $e=0.75$ m est à prévoir (4).

4.5.7 CALCUL DES POMPES

A certains points de la ville, tels que le point N°1 du collecteur 3 (P_{3.1}), la faiblesse des altitudes (de l'ordre de 2m) et la proximité de la nappe se traduisent par une omniprésence de l'eau. La faiblesse des altitudes ne nous permet pas de recueillir directement les effluents dans le collecteur 3, si nous voulons compter sur un écoulement gravitaire jusqu'à l'intercepteur. Le seul recours est alors le relèvement à une altitude permettant un écoulement par gravité jusqu'à l'intercepteur avec des côtes acceptables. Il faut alors penser aux caractéristiques des pompes à prévoir. Des bassins seront aussi dimensionnés aux points de relèvement pour recueillir les quantités de pluie, en vue du pompage. Notons que le point 16 du collecteur 5 (P_{5.16}) sera aussi un point de relèvement pour permettre une évacuation dans les Niayes. En résumé, nous devons prévoir deux points de relèvement ayant les caractéristiques suivantes:

P3.1

$$\left[\begin{array}{l} H_0 = 4,70 \text{ m} \\ H_i = 6,30 \text{ m} \\ L = 80 \text{ m} \\ \text{Débit} = 1,45 \text{ m}^3/\text{s} \end{array} \right.$$

P5.16

$$\left[\begin{array}{l} H_r = 5,90 \text{ m} \\ H_i = 7,00 \text{ m} \\ L = 120 \text{ m} \\ \text{Débit} = 4,73 \text{ m}^3/\text{s} \end{array} \right.$$

H_0 = Altitude du point de relèvement

H_f = Altitude du point haut

L = Distance entre les deux points

4.5.7.1 Calcul des baches à eau

Pour le calcul des puits, nous supposerons une durée moyenne de précipitation d' une heure avec le débit de design. Vu que ce débit est un maximum, la durée d'une heure à ce débit est raisonnable pour une estimation de la quantité d'une journée de pluie.

- Installation 1

Débit de pluie $Q = 1.45 \text{ m}^3/\text{s}$

Pendant 1 heure, volume = $1.45 * 3600 = 5220 \text{ m}^3$

L'aire du bassin de stagnation est de 20020 m^2

La hauteur de crue h_{crue} est de $5220/20020 = 0,3 \text{ m}$

Elevation du sol au point de relèvement $h_s = 4,7 \text{ m}$

Elevation au point le plus bas du bassin $h_b = 2,6 \text{ m}$

Distance entre les deux points = 285 m

. Calcul du diamètre des conduites d'amenée

hypothèse $D = 760 \text{ mm}$

. Pertes de charge dans les conduites d'amenée

Formule de Hazen Williams (4)

$$hf = K Q^{1.852}$$

$$K = \beta L / (D^{4.971} C^{1.852})$$

$$\beta = 10.667$$

D = Diamètre (m)

C = coefficient de Hazen Williams

= 130 pour conduite en fonte avec revêtement
intérieur en béton (4)

On obtient une perte de charge $hf = 1,17$ m

d'où une élévation de fond de dalle égale à h_{dalle}

$$h_{dalle} = h_s - h_{sup} - h_{min} - hf$$

$$h_{sup} = \text{hauteur mini au dessus de l'aspirateur} = 1,2 \text{ m} \quad (4)$$

$$h_{min} = \text{hauteur mini sous l'aspirateur} = 0,3 \text{ m} \quad (4)$$

$$h_{dalle} = 4,7 - 1,2 - 0,3 - 1,2 = 2 \text{ m}$$

vérification : $h_{dalle} < h_b - hf$

$2 > 1,4$ la condition n'est pas
respectée

donc on amène la côte de la dalle à 1 m

on a une profondeur de puit $h = 4,7 - 1 = 3,7$ m

La largeur l du puits est de 4 à 5 fois le diamètre de la
conduite d'adduction (4), on prend donc $l = 3,5$ m

- Installation 2

Débit de pluie $Q = 4,73 \text{ m}^3/\text{s}$

Elevation du sol au point de relèvement $h_s = 5,9 \text{ m}$

Elevation au point le plus bas du bassin $h_b = 2,2 \text{ m}$

Distance entre les deux points = 120 m

. Calcul du diamètre des conduites d'amenée

hypothèse $D = 760 \text{ mm}$

. Pertes de charge dans les conduites d'amenée

Formule de Hazen Williams (4)

$$hf = K Q^{1,852}$$

$$K = \beta L / (D^{4,871} C^{1,852})$$

$$\beta = 10,667$$

$D =$ Diamètre (m)

$C =$ coefficient de Hazen Williams

= 130 pour conduite en fonte avec revêtement
intérieur en béton (4)

On obtient une perte de charge $hf = 10,53 \text{ m}$

d'où une élévation de fond de dalle égale à h_{dalle}

$$h_{\text{dalle}} = h_s - h_{\text{sup}} - h_{\text{min}} - hf$$

$$h_{\text{sup}} = \text{hauteur mini au dessus de l'aspirateur} = 1,2 \text{ m} \quad (4)$$

$$h_{\text{min}} = \text{hauteur mini sous l'aspirateur} = 0,3 \text{ m} \quad (4)$$

$$h_{\text{dalle}} = 5,9 - 1,2 - 0,3 - 10,5 = -6,1 \text{ m}$$

vérification : $h_{\text{dalle}} < h_b - h_f$

$-6,1 > -8,3$ la condition n'est pas
vérifiée

donc on amène la cote de la dalle de fond à -9 m
d'où une profondeur de puits de $h = 5,9 + 9 = 15$ m

La largeur de puits $l = 3,5$ m

4.5.7.2 Calcul des diamètres des conduites d'aspiration et de refoulement

- Hypothèses: 1) V écoulement = $2,5$ m/s $V_{\text{min}} < V < V_{\text{max}}$
2) Q pompage = 300 m³/h

$A = Q/V$ D théorique = 206 mm,

alors on choisit D commerce = 250 mm

. Calcul des pertes de charges:

Equation de Hazen Williams

$$h_f = K Q^{1.552}$$

$$K = 8 L / (D^{4.754} C^{1.552})$$

$$\text{HNT} = \delta H + h_f + (h - h_{\text{min}})$$

δH = dénivellation (m)

h_f = perte de charge (m)

h = profondeur de puits

h_{min} = profondeur min sous aspirateur

- Installation 1

$$h_f = 7,4$$

$$\begin{aligned} \text{HNT} &= 1,6 + 7,4 + 3,7 - 0,3 \\ &= 12,4 \text{ m} \end{aligned}$$

vérification : $h_{\text{dalle}} < h_b - h_f$

$-6,1 > -8,3$ la condition n'est pas
vérifiée

donc on amène la côte de la dalle de fond à -9 m
d'où une profondeur de puits de $h = 5,9 + 9 = 15$ m

La largeur de puits $l = 3,5$ m

4.5.7.2 Calcul des diamètres des conduites d'aspiration et de refoulement

- Hypothèses: 1) V écoulement = $2,5$ m/s $V_{\text{min}} < V < V_{\text{max}}$
2) Q pompage = 300 m³/h

$A = Q/V$ D théorique = 206 mm,

alors on choisit D commerc = 250 mm

Calcul des pertes de charges:

Equation de Hazen Williams

$$h_f = K Q^{1.852}$$

$$K = \beta L / (D^{4.754} C^{1.852})$$

$$\text{HMT} = \delta H + h_f + (h - h_{\text{min}})$$

δH = dénivellation (m)

h_f = perte de charge (m)

h = profondeur de puits

h_{min} = profondeur min sous aspirateur

- Installation 1

$$h_f = 7,4$$

$$\text{HMT} = 1,6 + 7,4 + 3,7 - 0,3$$

$$= 12,4 \text{ m}$$

$$\text{HMT} = 12.4 \text{ m} \quad \text{et} \quad Q = 300 \text{ m}^3/\text{h}$$

alors on choisit sur catalogue une pompe de 1450 RPM
du type 150/250 avec un rendement $\eta = 75 \%$

Pour augmenter le débit de pompage, on en installe deux
du même type en parallèle, soit un temps de pompage de
 $1,45 * 3600 / 600 = 8,7 \text{ h}$

-Installation 2

$$h_f = 11,1 \text{ m}$$

$$\begin{aligned} \text{HMT} &= 1,1 + 11,1 + 15 - 0,3 \\ &= 26,9 \text{ m} \end{aligned}$$

$$\text{HMT} = 26,9 \text{ m} \quad \text{et} \quad Q = 300 \text{ m}^3/\text{h}$$

alors on choisit sur catalogue une pompe de 1450 RPM
du type 150/315 avec un rendement $\eta = 83\%$

Pour augmenter le débit de pompage, on installe trois
pompes du même type en parallèle, soit un temps de
pompage de: $4,73 * 3600 / 900 = 18,92 \text{ h}$

4.5.7.3 Calcul des puissances et de la consommation électrique

$$\begin{aligned} \text{- installation 1} \quad P &= 9.81 \text{ H} (Q_1/\eta_1 + Q_2/\eta_2) \\ &= 27,03 \text{ kW} \end{aligned}$$

Pour une durée de fonctionnement de 8,7 heures, on a
une consommation de $W = 27,03 * 8,7 = 235,2 \text{ kWh}$

$$\begin{aligned} \text{- installation 2} \quad P &= 9.81 \text{ H} (Q_1/\eta_1 + Q_2/\eta_2 + Q_3/\eta_3) \\ &= 79,5 \text{ kW} \end{aligned}$$

Pour une durée de fonctionnement de 18.92 heures, on a
une consommation de $W = 79,5 * 18.92 = 1503,8 \text{ kWh}$

4.5.8 PROCÉDURE GÉNÉRALE DE CALCUL

Pour un bief donné, la procédure de calcul que nous avons adoptée est la suivante:

- 1) Calcul du temps de concentration (temps d'entrée + temps d'écoulement).
- 2) Calcul du débit par la formule rationnelle: $Q = 2.78 \text{ AIR} \cdot 10^{-2} -$
- 3) Considérer une pente S (préférence égale à celle du terrain naturel).

* Cas des conduites enterrées:

- 4) Calcul du diamètre théorique $D_0 = (nQ/0.312\sqrt{S})^{3/5}$
- 5) Choix du diamètre commercial immédiatement supérieur ou égal à D_0
- 6) Calcul de la vitesse $V = 0.397 D^{2/3} S^{1/2} / n$
- 7) Vérification de la vitesse $V_{\min} < V < V_{\max}$
- 8) Calcul si nécessaire des pertes de charge singulières
- 8) Calcul du temps d'écoulement $t = L/V$
- 9) Calcul de l'élevation des radiers

$$(H_{\text{amont}})_i = (H_{\text{aval}})_{i-1} - (D_i - D_{i-1}) - hf_{i-1}$$

$$(H_{\text{aval}})_i = (H_{\text{amont}})_i - S \cdot L$$

i = indice caractérisant la conduite à calculer

$i-1$ = indice caractérisant la conduite en aval
de celle à calculer

$(H_{\text{amont}})_i$ = altitude amont de la conduite i

$(H_{\text{aval}})_i$ = altitude aval de la conduite i

D_i = Diamètre de la conduite i

hf_i = Perte de charge singulière à la conduite i

S = Pente du radier

L = Longueur de la conduite

10) Vérifier la couverture minimale du sol.

* Cas du canal trapézoïdal:

4) Calcul de l'aire A de la section,

5) En déduire l, R, h, h_c ,

6) Calcul V,

7) Vérifier $V_{min} < V < V_{max}$

8) Calcul de Sc

9) Vérifier $S < Sc$

10) Calcul du temps d'écoulement $T=L/V$,

11) Elevation des radiers,

12) $(H_{\text{avant}})_i = (H_{\text{aval}})_{i-1} - \delta h - \delta h_f$

$(H_{\text{aval}})_i = (H_{\text{avant}})_i - S*L$

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

4.5.9 UNIFORMISATION DES SECTIONS

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

L'exécution de l'ouvrage devrait alors tenir compte de ces différences et serait alors du point de vue 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 section 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'aires assez proches par une section moyenne sur une distance correspondant à celle du total de la longueur des biefs concernés. Cet ajustement se fera certainement d'après les calculs préliminaires (Tableau 4.9 à 4.15) 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. Les sections définitives sont établies sur les tableaux 4.16 à 4.23.

4.5.10 PROFILS EN LONG DES COLLECTEURS ET INTERCEPTEURS

(Voir annexes 1 à 8)

4.5.11 DISPOSITIONS CONSTRUCTIVES

L'efficacité du système d'assainissement retenu s'apprécie par son aptitude à remplir les différentes fonctions d'assèchement des surfaces et de drainage des effluents. Dans le processus de conception, un ensemble de règles techniques ou de recommandations doit être proposé en vue du bon 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 et d'entretien.

Tableau 4.9

CALCUL PRÉLIMINAIRES DU COLLECTEUR 1

TRONCON	Tps de concent (min)	Accroiss superfic (ha)	Fact de ruisselmt	super imp au troncon (ha)	superfic cumul (ha)	super imp cumul (ha)	Fact globa ruisselmt	Intensité précipit (mm/h)	Débit max (m ³ /s)	Perte (m/m)	Aire de la section (m ²)	Rayon hydrauliq (m)	Vitesse C.P (m/s)	largour de fond (m)	hauteur d'eau (m)	hauteur moyenne (m)	Perte critique (m/m)	Longueur (m)	Temps écoulemt (min)	Elevat sol Amont (m)	Elevat Aval (m)	Elevat sol Amont (m)	Elevat Aval (m)	
1-2	42	2.85	0.83	1.749	2.85	1.749	0.83	85.24528	0.317238	0.008	0.183004	0.188908	1.243573	0.189095	0.333885	0.347993	0.007580	84	0.851760	6.9	6.4	6.66	6.08	
2-3	42.86175	3.01	0.83	1.8899	5.86	3.7358	0.83	84.21332	0.688853	0.005	0.380782	0.226198	1.848350	0.231190	0.458485	0.475774	0.008830	90	0.721393	6.4	6	5.93	5.93	
3-4	43.57311	3.14	0.83	2.0724	8.8	5.808	0.83	83.98453	1.023098	0.002	0.701276	0.318151	1.488910	0.322323	0.836440	0.863318	0.008114	82	0.938772	8	5.9	5.35	5.19	
4-5	44.50988	3.28	0.83	2.1518	12.08	7.9596	0.83	82.28520	1.378448	0.002	0.876988	0.355784	1.571798	0.380449	0.711722	0.741780	0.005890	80	0.848285	5.9	8	5.12	4.98	
5-6	45.35817	3.39	0.83	2.2374	15.45	10.197	0.83	81.36798	1.735943	0.002	1.044094	0.388203	1.655887	0.393294	0.776575	0.809371	0.005721	82	0.820383	8	5.7	4.89	4.73	
6-7	46.17855	3.42	0.83	2.2572	18.87	12.4542	0.83	80.47721	2.093883	0.002	1.199955	0.418171	1.744987	0.421628	0.832522	0.887882	0.005580	80	0.784102	5.7	5.1	4.35	4.19	
7-8	48.84285	3.2	0.83	2.112	22.07	14.5662	0.83	80.67989	2.419671	0.008	0.886000	0.357405	2.730700	0.382082	0.714965	0.748180	0.005881	85	0.518792	5.1	4.4	4.19	3.88	
8-9	47.48144	2.94	0.89	1.9832	25.01	16.5664	0.892391	88.15008	2.723888	0.008	0.889120	0.354184	3.134188	0.358828	0.708522	0.738445	0.005890	83	0.441371	4.4	3.8	3.88	3.01	
9-10	47.90282	2.75	0.89	1.87	27.76	18.4354	0.894098	88.70886	3.008751	0.001	2.042333	0.542841	1.473192	0.550081	1.089117	1.131887	0.005116	81	0.918377	3.9	4	2.7	2.61	
10-11	48.81919	2.85	0.89	1.938	30.61	20.3734	0.895579	87.80752	3.274105	0.001	2.175988	0.580425	1.504652	0.657774	1.121063	1.188440	0.005032	80	0.888140	4	5.5	2.58	2.50	
11-12																			80		5.5	5.4	2.93	2.93
12-13	49.7063	2.37	0.88	1.6118	32.98	21.985	0.888816	86.98372	3.481526	0.001	2.278578	0.573484	1.527938	0.681005	1.147217	1.195867	0.005020	80	0.872838	5.4	5.5	2.21	2.13	
13-14	50.57793	2.28	0.88	1.6004	35.26	23.5354	0.887481	88.15847	3.674228	0.001	2.372529	0.605189	1.548854	0.692982	1.170829	1.220068	0.004990	87	0.938298	5.5	5.7	2.11	2.02	
14-15	51.51423	2.22	0.88	1.5098	37.48	25.045	0.888223	85.31540	3.851340	0.001	2.467795	0.686810	1.588889	0.603421	1.181479	1.241798	0.004980	115	1.223152	6.7	5.8	2.00	1.89	

Tableau 4.10

CALCULS PRÉLIMINAIRES
DU COLLECTEUR 2

TRONCON	Tps de concert (min)	Accroiss superfic (ha)	Fact de ruissellmt	superf imp au troncon (ha)	superf cumul (ha)	superf imp cumul (ha)	Fact global ruissellmt	Intensité précipitit (mm/h)	Débit max (m3)	Pente (m/m)	Aire de la section (m2)	Rayon hydrauliq (m)	Vitesse C.P (m/s)	largeur de fond (m)	hauteur d'eau (m)	hauteur moyenne (m)	Perte critique (m/m)	Longueur (m)	Temps écoulent (min)	Elevet sol (m)	Elevet rad (m)	Elevet sol (m)	Elevet rad (m)
1 - 2	34	2.6	0.68	1.7	2.6	1.7	0.68	78.84444	0.363186	0.003	0.277010	0.189957	1.311022	0.202579	0.400001	0.418904	0.007137	140	1.779781	9.6	10.4	9.09	8.87
2 - 3	35.77078	2.5	0.68	1.7	5	3.4	0.68	73.92382	0.688689	0.001	0.683211	0.314027	1.022670	0.318146	0.628180	0.654720	0.006140	58	0.912843	10.4	9.8	8.46	8.39
3 - 4	38.69242	2.62	0.68	1.7136	7.62	5.1136	0.68	72.50327	1.030735	0.001	0.814528	0.363319	1.127037	0.388083	0.729795	0.767480	0.006848	144	2.129420	9.8	9.8	8.29	8.15
4 - 5	38.82184	1.81	0.68	1.0948	9.13	6.2084	0.68	69.40730	1.197625	0.001	1.023988	0.384387	1.170227	0.389428	0.788941	0.801416	0.006740	162	2.164820	9.8	9.6	8.11	7.96
5 - 6	40.98366	3.33	0.68	2.2644	12.48	8.4728	0.68	66.51705	1.688768	0.002	0.985383	0.373286	1.222632	0.378181	0.746733	0.778270	0.006798	120	1.232337	9.6	9.4	7.98	7.74
6 - 7										0.002					0.860371	0.850371		112		9.4	8	7.58	7.48
7 - 8	42.21800	2.72	0.68	1.8498	15.18	10.3224	0.68	64.87678	1.884691	0.001	1.428508	0.453780	1.307100	0.458711	0.807718	0.848053	0.006431	80	1.020089	8	7.8	7	6.92
8 - 9	43.23907	1.68	0.68	1.1424	16.86	11.4648	0.68	63.75477	2.032001	0.002	1.173358	0.411515	1.731829	0.418912	0.823208	0.857875	0.006811	240	2.309582	7.8	7.3	8.8	8.32
9 - 10	45.54893								2.032001	0.001	1.173358	0.411515	1.731829	0.418912	0.823208	0.857875	0.006811	120	1.164790	7.3	8	8.14	5.78
10 - 11	46.70341	2.48	0.68	1.6932	19.35	13.158	0.68	59.92712	2.182088	0.003	1.066743	0.382381	2.054934	0.387537	0.784853	0.818103	0.006701	120	0.973256	8	8	5.5	5.14
11 - 12	47.67688	2.35	0.68	1.598	21.7	14.756	0.68	58.83311	2.417635	0.001	1.733271	0.600176	1.384781	0.606736	1.000568	1.042825	0.006258	120	1.433816	6	6.4	4.5	4.38
12 - 13	48.11059	2.35	0.68	1.698	24.05	16.354	0.68	57.52729	2.615427	0.002	1.417776	0.452389	1.844739	0.458302	0.904835	0.943152	0.006437	80	0.722778	5.4	6.2	4.3	4.14
13 - 14	48.83337	1.8	0.68	1.088	25.65	17.442	0.68	56.84379	2.788288	0.001	1.912408	0.625387	1.441285	0.632277	1.051002	1.093388	0.006172	82	1.053879	5.2	5.6	3.99	3.90
14 - 15	50.88725	1.88	0.68	1.2632	27.64	18.7952	0.68	56.88677	2.919075	0.001	1.898507	0.638815	1.482080	0.643856	1.073883	1.118216	0.006136	84	0.857532	5.6	5.7	3.87	3.78
15 - 16	51.86478	1.78	0.68	1.2172	29.43	20.0124	0.68	55.01589	3.080769	0.001	2.088769	0.648442	1.478619	0.653808	1.083121	1.138267	0.006106	80	0.801183	5.7		3.77	3.68
16 - 16'	52.76698	1.82	0.68	1.2378	31.25	21.25	0.68	54.23804	3.204112	0.001	2.141005	0.656802	1.488646	0.663192	1.112045	1.168009	0.006078	40	0.445470		5.8	3.87	3.83

Tableau 4.11

CALCUL DU PRÉLIMINAIRES
DU COLLECTEUR 3

TRONCON	Tps de concent (min)	Accroiss superfic (ha)	Fact de ruisselmt	superf imp au troncon (ha)	superfic cumul (ha)	superf imp cumul (ha)	Fact global ruisselmt	intensité précipitat (mm/h)	Débit max (m³)	Pente (m/m)	Aire de la section (m²)	Rayon hydrauliq (m)	Vitesse C.P (m/s)	largeur de fond (m)	hauteur d'eau (m)	hauteur moyenne (m)	Pente critique (m/m)	Longueur (m)	Temps écoulemt (min)	Elevat sol Amont (m)	Elevat rad Aval (m)	Elevat sol Amont (m)	Elevat rad Aval (m)
1-2	35	1,44	0,88	0,9782	1,44	0,9782	0,88	73,57448	0,200282	0,004	0,159148	0,161561	1,258480	0,163548	0,303188	0,315982	0,007828	80	1,058478	8	5,7	5,6	5,18
2-3	37,05947	2,75	0,88	1,87	4,19	2,8482	0,88	71,85250	0,889819	0,002	0,452179	0,255473	1,250383	0,258823	0,511056	0,632839	0,006577	80	1,057878	5,7	5,8	4,87	4,81
3-4	38,11735	2,48	0,88	1,6932	6,68	4,5424	0,88	70,40280	0,889037	0,001	0,818515	0,343718	1,088158	0,348225	0,697586	0,718824	0,005958	80	1,227588	6,8	6,4	4,63	4,65
4-5	39,34482	2,5	0,88	1,7	9,18	6,2424	0,88	69,88816	1,191870	0,001	1,019849	0,363889	1,188770	0,388701	0,767505	0,798819	0,005744	80	1,140788	6,4	6,3	4,47	4,39
5-6	40,48572								1,19187	0,0005	1,019849	0,363889	1,188771	0,388701	0,767505	0,798819	0,005744	48	0,894478	6,3	4,7	4,22	4,18
6-7	41,17020	2,43	0,88	1,6524	11,61	7,8948	0,88	68,28304	1,454750	0,0005	1,536728	0,470811	0,947270	0,478886	0,941828	0,881602	0,005385	80	1,407563	4,7	6,3	4,00	3,96
7-8	42,57775	2,37	0,88	1,6116	13,98	9,5064	0,88	64,64170	1,705894	0,0005	1,730410	0,499783	0,985718	0,608317	0,989742	1,041884	0,005289	80	1,362853	6,3	6,7	3,91	3,97
8-9	43,93041	2,5	0,88	1,7	16,48	11,2064	0,88	62,85237	1,981205	0,0005	1,921389	0,528820	1,020722	0,633526	1,053488	1,057858	0,005188	80	1,303264	6,7	6,8	3,81	3,77
9-10	45,23967	2,69	0,88	1,7754	19,17	12,9818	0,877183	61,45011	2,219141	0,0005	2,107858	0,561585	1,052744	0,688828	1,103429	1,150030	0,005089	85	1,345688	6,8	7,1	3,72	3,68
10-11	46,58238	2,88	0,88	1,8876	22,03	14,8694	0,874981	60,05310	2,482411	0,0005	2,292885	0,578279	1,082867	0,688823	1,160807	1,198408	0,005018	80	1,231628	7,1	6,7	3,63	3,59
11-12	47,81389	2,88	0,88	1,8734	25,02	16,8428	0,873173	58,79583	2,752868	0,0005	2,477857	0,588038	1,111035	0,606879	1,188332	1,248888	0,004854	85	1,273087	8,7	5,8	3,55	3,50
12-13	49,08897	3,12	0,88	2,0582	28,14	18,902	0,871712	57,54798	3,024008	0,0005	2,668844	0,618489	1,137424	0,627592	1,238208	1,291641	0,004886	80	1,172239	5,8	5,9	3,48	3,42
13-14	50,28121	3,26	0,88	2,1518	31,4	21,0538	0,870488	56,44880	3,303776	0,0005	2,841084	0,640388	1,162885	0,648796	1,281014	1,335115	0,004842	83	1,188580	5,9	5,5	3,38	3,34
14-15	51,46080	3,2	0,88	2,112	34,6	23,1856	0,869528	55,37158	3,685880	0,0005	3,008532	0,658972	1,185278	0,667813	1,318229	1,373801	0,004798	80	1,124810	5,6	5,4	3,30	3,26
15-16	52,57572	3,3	0,88	2,178	37,9	25,3436	0,868988	54,39183	3,832187	0,0005	3,175472	0,677008	1,208808	0,686886	1,354308	1,411504	0,004753	38	0,538810	5,4	5,4	3,23	3,21

Tableau 4.12

CALCUL PRÉLIMINAIRES
DU COLLECTEUR 4

TRONÇON	Tps de concert (min)	Accroiss superfic (ha)	Fact de ruisselmt	superf imp au tronçon (ha)	superf cumulé (ha)	superf imp cumulé (ha)	Fact global ruisselmt	intensité précipitat (mm/h)	Débit max (m ³)	Pente (m/m)	Aire de la section (m ²)	Rayon hydrauliq (m)	Vitesse C.P (m/s)	largeur de fond (m)	hauteur d'eau (m)	hauteur moyenne (m)	Pente critique (m/m)	Longueur (m)	Temps écoulem (min)	Elevat sol Amont (m)	Elevat sol Aval (m)	Elevat rad Amont (m)	Elevat rad Aval (m)
1 - 2	35	3,67	0,68	2,4058	3,67	2,4058	0,68	75,17391	0,621639	0,004	0,326234	0,216997	1,596054	0,219843	0,434068	0,452421	0,006545	120	1,251044	8,8	5,2	5	4,52
2 - 3	34,25104	4,24	0,68	2,6832	7,91	5,3788	0,68	73,18355	1,064318	0,007	0,461087	0,257977	2,373344	0,261380	0,515005	0,537693	0,006556	120	0,642692	5,2	3,8	4	3,16
3 - 4	37,08973	5,04	0,68	3,4272	12,95	9,904	0,68	71,60125	1,760191	0,013	0,904870	0,361369	1,645241	0,366134	0,722947	0,753479	0,005859	120	1,029150	3,9	3,5	2,95	2,58
4 - 5	38,12198	5,04	0,68	3,4272	17,99	12,2332	0,68	70,39631	2,354058	0,001	1,720632	0,466346	1,361383	0,504884	0,995913	1,039016	0,005284	120	1,407418	3,5	5,4	2,31	2,19

Tableau 4.13

CALCULS PRÉLIMINAIRES DU COLLECTEUR 6

TRONCON	Tps de concert (min)	Accroiss superfic (ha)	Fact de ruisselmt	superf imp au troncon (ha)	superf cumulé (ha)	superf imp cumulé (ha)	Fact global ruisselmt	Intensité précipitat (mm/h)	Débit max (m³)	Perte (m/m)	Aire de la section (m²)	Rayon hydrauliq (m)	Vitesse C.P (m/s)	largeur de fond (m)	hauteur d'eau (m)	hauteur moyenne (m)	Perte critique (m/m)	Longueur (m)	Temps écoulant (min)	Elevé sol Amont (m)	Elevé sol Aval (m)	Elevé rad Amont (m)	Elevé rad Aval (m)
1-2	36	3	0.98	2.04	3	1.92	0.84	75.17391	0.401248	0.007	0.217262	0.177085	1.848834	0.178407	0.354246	0.369207	0.007432	72	0.649730	10.8	9.7	9.9	9.29
2-3	36.84976	3.14	0.98	2.0724	6.14	3.9624	0.850228	74.12985	0.822724	0.006	0.422241	0.248900	1.848005	0.250138	0.493907	0.614766	0.006653	80	0.684460	9.7	8.3	9.15	8.75
3-4	36.39422	3.2	0.98	2.112	9.34	6.1044	0.853576	73.05466	1.239759	0.002	0.808941	0.341913	1.830677	0.346397	0.683975	0.712801	0.005969	85	0.928518	9.3	9.7	8.56	8.39
4-5	37.25973	3.22	0.98	2.1252	12.56	8.2296	0.855222	71.85393	1.639319	0.002	0.998730	0.379878	1.841402	0.384655	0.761617	0.791693	0.005754	90	0.812313	9.7	10.6	8.32	8.16
5-6	38.07305	3.22	0.98	2.1252	15.78	10.3548	0.856197	70.48781	2.028810	0.003	1.008466	0.391144	2.015478	0.398142	0.782453	0.794953	0.005756	85	0.702894	10.6	9.5	8.15	7.90
6-7	38.77484	3.26	0.98	2.1516	19.04	12.5054	0.856848	69.47270	2.415412	0.002	1.336954	0.439073	1.808410	0.444830	0.879336	0.815420	0.005491	84	0.774160	9.5	9.1	7.78	7.81
7-8	39.54910	3.05	0.98	2.073	22.09	14.5194	0.857293	68.40872	2.761245	0.001	1.914886	0.625741	1.441913	0.932836	1.061711	1.099127	0.005171	85	0.982490	9.1	9	7.44	7.36
8-9	40.60159	2.15	0.98	1.419	24.24	15.9384	0.857524	67.10445	2.973314	0.001	2.024766	0.540634	1.468835	0.547623	1.081303	1.128989	0.005124	85	0.964492	9	8.3	7.33	7.24
9-10	41.49907	2.02	0.98	1.3332	26.20	17.2716	0.857716	65.87158	3.182827	0.001	2.120291	0.553205	1.491701	0.560460	1.106850	1.153387	0.005084	85	0.949898	8.3	7.7	6.5	6.41
10-11	42.44577	2	0.98	1.36	28.26	18.6316	0.858292	64.70108	3.351247	0.001	2.214327	0.565341	1.513438	0.572754	1.130929	1.178998	0.005047	85	0.939058	7.7	7.3	6.2	6.11
11-12	43.38183	2.11	0.98	1.4348	30.37	20.0664	0.858730	63.69740	3.547197	0.001	2.310738	0.577517	1.535091	0.585091	1.155264	1.204075	0.005012	85	0.922854	7.3	7.6	6.09	6.00
12-13	44.30486				30.37	20.0664			3.532834	0.006	2.30362	0.578827	1.535614	0.594188	1.153503	1.202219	0.005014	85	0.923904	7.8	7.6	5.83	5.73
13-14	45.22640	1.98	0.98	1.3464	32.35	21.4128	0.859190	61.49908	3.890890	0.001	2.360067	0.584380	1.547247	0.592054	1.189033	1.218405	0.004992	89	1.088410	7.8	6.5	5.4	5.30
14-15	46.29490	2.88	0.98	1.9584	35.23	23.3712	0.859389	60.35440	3.921342	0.001	2.491225	0.599847	1.574061	0.607511	1.190954	1.250215	0.004949	100	1.058831	6.5	5.9	4.0	4.5
15-16	47.35373	4.03	0.98	2.7404	39.26	26.1116	0.859094	59.25927	4.301645	0.001	2.670317	0.620827	1.610911	0.628589	1.241924	1.294373	0.004992	168	1.738146	6.9	4	3.5	3.32
17-18	30.6	2.78	0.98	1.8798	2.78	1.8798	0.98	83.32530	0.434750	0.01	0.201944	0.170690	2.153987	0.172924	0.341446	0.355906	0.007524	132	1.021409	7.7	7.3	7.36	6.03
18-19	31.52140	3.41	0.98	2.3186	6.17	4.1956	0.98	81.32373	0.848541	0.006	0.439856	0.251881	2.181363	0.250081	0.503471	0.624734	0.008810	100	0.771107	7.3	6.1	6.6	5
19-16	32.28251	4.03	0.98	2.7404	10.2	6.930	0.98	79.87523	1.640160	0.006	0.931254	0.301850	2.439839	0.305909	0.803981	0.629303	0.008222	160	1.092968	6.1	4	4.5	3.54

Tableau 4.14

CALCULS PRÉLIMINAIRES
DU COLLECTEUR 6

TRONCON	Tps de concert (min)	Accroiss superfic (ha)	Fact de ruisselmt	superf imp au troncon (ha)	superf cumul (ha)	superf imp cumul (ha)	Fact global ruisselmt	Intensité précipité (mm/h)	Débit max (m ³)	Pente (m/m)	Aire de la section (m ²)	Rayon hydrauliq (m)	Vitesse C.P (m/s)	largeur de fond (m)	hauteur d'eau (m)	hauteur moyenne (m)	Perte critique (m/m)	Longueur (m)	Temps écoulemt (min)	Elevst sol Amont (m)	Elevst sol Aval (m)	Elevst rad Amont (m)	Elevst rad Aval (m)
1-2	38	2	0.62	1.24	2	1.24	0.62	70.67142	0.243273	0.007	0.146278	0.146787	1.629668	0.146712	0.269697	0.308038	0.007912	72	0.736347	11.4	9.9	9.5	8.99
2-3	38.73934	4.46	0.62	2.789	6.45	3.999	0.62	69.62661	0.772642	0.006	0.376362	0.233062	2.053666	0.236136	0.466266	0.489957	0.006792	120	0.973920	9.9	7.7	8	7.28
3-4	39.71026	6.78	0.62	3.6836	12.23	7.9826	0.62	68.19131	1.437447	0.006	0.669410	0.264139	2.398102	0.297966	0.668404	0.613264	0.006276	120	0.833662	7.7	6.4	6.5	6.78
4-5	40.54426	6.86	0.62	3.6332	18.09	11.2168	0.62	67.06797	2.091797	0.006	0.794182	0.338670	2.633602	0.343010	0.677288	0.705892	0.006986	120	0.759329	6.4	4.9	4.7	3.96
5-6	41.30358	9.41	0.62	5.8342	27.5	17.05	0.62	66.11400	2.133737	0.006	1.161618	0.407665	2.721400	0.413031	0.816546	0.849669	0.006629	86	0.626680	4.9	3.6	3	2.57
6-7	41.83027	2.89	0.62	1.7856	30.38	18.8356	0.62	66.46488	3.427412	0.006	1.231638	0.421612	2.793032	0.427141	0.843407	0.879027	0.006606	83	0.467069	3.6	2.4	2	1.66
7-8	42.32733	3.09	0.62	1.9168	33.47	20.7514	0.62	64.84478	3.740823	0.006	1.316080	0.436676	2.644662	0.441389	0.871541	0.908348	0.006605	78	0.467000	2.4	1.8	1.3	0.91
8-9	42.78434	3.66	0.62	2.263	37.12	23.0144	0.62	64.29379	4.113619	0.002	1.991181	0.636099	2.066668	0.643129	1.072430	1.117721	0.006138	67	0.701884	1.8	2.1	0.70	0.63
9-10	43.46923	2.66	0.62	1.643	39.77	24.6574	0.62	63.48567	4.350411	0.002	2.076679	0.647474	2.094989	0.654693	1.066186	1.141438	0.006102	66	0.763727	2.1	1.9	0.51	0.32
10-12	44.24996	4.16	0.62	2.6792	43.93	27.2366	0.62	62.68826	4.739043	0.002	2.214206	0.666326	2.140286	0.672739	1.130866	1.178667	0.006046	101	0.786469	1.9	1.8	0.28	0.08

Tableau 4-15

CALCUL PRÉLIMINAIRES
DU COLLECTEUR 7

TRONCON	Tps de concert (min)	Accrois superfic (ha)	Fact de ruissellmt	superf imp au troncon (ha)	superf cumul (ha)	superf imp cumul (ha)	Fact global ruissellmt	intensité précipitit (mm/h)	Debit max (m ³)	Pente (m/m)	Alre de la section (m ²)	Rayon hydrauliq (m)	Vitesse C.P (m/s)	largeur de fond (m)	hauteur d'eau (m)	hauteur moyenne (m)	Perte critique (m/m)	Longueur (m)	Temps écoulem (min)	Elevst sol Amont (m)	Elevst sol Aval (m)	Elevst rad Amont (m)	Elevst rad Aval (m)
1-2	35	3,84	0,66	2,5244	3,84	2,5244	0,66	75,17381	0,622647	0,007	0,267566	0,198615	1,879573	0,199082	0,363116	0,409718	0,007179	112	0,942984	6	3,8	4	3,21
2-3	36,94296	4,48	0,66	2,9598	8,32	5,4812	0,66	73,86386	1,124618	0,001	0,876261	0,375379	1,161873	0,380302	0,750921	0,782834	0,006786	80	1,157534	3,8	4	2,86	2,77
3-4	37,10049	3,99	0,66	2,6334	12,31	8,1246	0,66	71,89114	1,823761	0,001	1,285063	0,430828	1,292680	0,436477	0,881842	0,898240	0,006526	224	2,958672	4	3,3	2,86	2,44
4-5	40,05717	3,28	0,66	2,1648	15,59	10,2894	0,66	67,72769	1,837327	0,001	1,489044	0,480319	1,319605	0,486355	0,920838	0,969727	0,006405	136	1,717607	3,3	3	2,36	2,07
5-6	41,77477	5,8	0,66	3,628	21,39	14,1174	0,66	65,52372	2,571688	0,001	1,815455	0,511896	1,416488	0,518609	1,024015	1,067261	0,006217	80	0,941295	3	3,2	1,97	1,99
6-7	42,71807	7,63	0,66	4,9698	28,92	19,0872	0,66	64,37561	3,416820	0,0016	1,929450	0,527723	1,770411	0,534844	1,056575	1,100269	0,006195	162	1,430929	3,2	3,7	1,93	1,83
7-8	44,14700	4,66	0,66	3,0758	33,58	22,1628	0,66	62,70512	3,883425	0,0016	2,118080	0,552857	1,826745	0,559904	1,105563	1,162243	0,006086	124	1,131957	3,7	3,7	1,58	1,40
8-9	45,27986	4,66	0,66	3,0758	38,24	25,2384	0,66	61,44391	4,311074	0,0018	2,145900	0,556498	2,009282	0,563796	1,113238	1,160263	0,006074	112	0,929030	3,7	3,9	1,39	1,19
9-10	46,20799	4,34	0,66	2,8544	42,58	28,1028	0,66	60,44809	4,722358	0,002	2,208374	0,564580	2,138404	0,571984	1,129405	1,177103	0,006060	104	0,810573	3,9	2,9	1,17	0,96
10-11	47,01856	4,65	0,66	3,099	47,23	31,1718	0,66	59,60161	5,164832	0,001	3,062918	0,664901	1,898278	0,673621	1,330090	1,388294	0,004782	240	2,372089	2,9	2,2	0,76	0,52
11-12	40,39065	4,66	0,62	3,0752	52,19	34,247	0,66198	57,28061	5,451582	0,001	3,186546	0,678506	1,709203	0,697404	1,367306	1,414629	0,004750	56	0,549053	2,2	1,8	0,49	0,44

Tableau 4.16

Collecteur N1
Dimensions finales

Tronçon	Type de section	Longueur (m)	Aire (ha)	Pente calculée (m/m)	Pente retenue (m/m)	Diamètre économiq (mm)	Diamètre commerc (mm)	Vitesse (m/s)	large fond (m)	hauteur (m)	Elevat sol		Elevat rad	
											amont	aval	amont	aval
1 - 2	trapézoïd	84	0.8	0.000135	0.006			2.64	0.34	0.67	6.9	6.4	6.22	5.71
2 - 3	trapézoïd	80	0.8	0.000597	0.005			2.41	0.34	0.67	6.4	6	5.71	5.31
3 - 4	trapézoïd	82	0.8	0.001405	0.001			1.07	0.34	0.67	6	5.9	5.31	5.23
4 - 5	trapézoïd	80	0.8	0.002551	0.002			1.52	0.34	0.67	5.9	6	5.23	5.07
5 - 6	trapézoïd	82	1.5	0.000759	0.004			2.65	0.47	0.93	6	5.7	5.07	4.74
6 - 7	trapézoïd	80	1.5	0.001101	0.007			3.51	0.47	0.93	5.7	5.1	4.74	4.18
7 - 8	trapézoïd	85	1.5	0.001466	0.009			3.98	0.47	0.93	5.1	4.4	4.18	3.42
8 - 9	trapézoïd	83	1.5	0.001863	0.007			3.51	0.47	0.93	4.4	3.8	3.42	2.84
9 - 10	trapézoïd	81	1.5	0.002273	0.002			1.87	0.47	0.93	3.8	4	2.84	2.67
10-11	trapézoïd	80	1.5	0.002692	0.003			2.30	0.47	0.93	4	5.5	2.67	2.43
11-12	circulaire	80			0.001	1408.057	1515	2			5.5	5.4	2.2	2.12
12-13	circulaire	80			0.001	1770.452	1815	1.43			5.4	5.5	2.12	2.04
13-14	circulaire	87			0.001	1806.583	1815	1.43			5.5	5.7	2.04	1.95
14-15	circulaire	115			0.001	1838.760	1815	1.43			5.7	5.8	1.95	1.83

Tableau 4.17

**Collecteur N2
Dimensions finales**

Tronçon	Type de section	Longueur (m)	Aire (ha)	Pente calculée (m/m)	Pente retenue (m/m)	Diamètre économique (mm)	Diamètre commerc (mm)	Vitesse (m/s)	large fond (m)	hauteur (m)	Elevat sol		Elevat rad	
											amont (m)	aval (m)	amont (m)	aval (m)
1 - 2	trapézoïdal	140	1	0.000097	0.0001			0.36	0.38	0.76	9.5	10.4	8.74	8.72
2 - 3	trapézoïdal	56	1	0.000361	0.0004			0.73	0.38	0.76	10.4	9.8	8.72	8.70
3 - 4	trapézoïdal	144	1	0.000786	0.0008			1.03	0.38	0.76	9.8	9.8	8.70	8.58
4 - 5	trapézoïdal	152	1	0.001062	0.001			1.16	0.38	0.76	9.8	9.5	8.58	8.43
5 - 6	trapézoïdal	120	1	0.001817	0.002			1.64	0.38	0.76	9.5	9.4	8.43	8.19
6 - 7	trapézoïdal	112	1		0.01			3.67	0.38	0.76	9.4	8	8.19	7.07
7 - 8	trapézoïdal	80	1.5	0.000873	0.003			2.30	0.47	0.93	8	7.8	7.07	6.83
8 - 9	trapézoïdal	240	1.5	0.001037	0.002			1.87	0.47	0.93	7.8	7.3	6.83	6.35
9 - 10	trapézoïdal	120	1.5	0.001037	0.001			1.32	0.47	0.93	7.3	8	6.35	6.23
10-11	trapézoïdal	120	1.5	0.001206	0.01			4.20	0.47	0.93	8	6	6.23	5.03
11-12	trapézoïdal	120	1.5	0.001467	0.005			2.97	0.47	0.93	6	5.4	5.03	4.43
12-13	trapézoïdal	80	1.5	0.001718	0.002			1.87	0.47	0.93	5.4	5.2	4.43	4.27
13-14	trapézoïdal	92	2	0.000886	0.0009			1.38	0.54	1.07	5.2	5.6	4.27	4.19
14-15	trapézoïdal	84	2	0.000993	0.001			1.46	0.54	1.07	5.6	5.7	4.19	4.10
15-16	trapézoïdal	80	2	0.001092	0.001			1.46	0.54	1.07	5.7	6	4.10	4.02
16-15'	trapézoïdal	40	2	0.001197	0.001			1.46	0.54	1.07	6	5.8	4.02	3.98

Tableau 4.18

Collecteur N3
Dimensions finales

Tronçon	Type de section	Longueur (m)	Aire (ha)	Pente calculée (m/m)	Pente retenue (m/m)	Diamètre économique (mm)	Diamètre commercial (mm)	Vitesse (m/s)	large fond (m)	hauteur (m)	Elevat sol		Elevat rad	
											amont (m)	aval (m)	amont (m)	aval (m)
1 - 2		80									6	5.7		
2 - 3		80									5.7	5.8		
3 - 4		80									5.8	6.4		
4 - 5		80									6.4	6.3		
5 - 6		48									6.3	4.7		
6 - 7		80									4.7	6.3		
7 - 8	trapézoïdal	80	1.5	0.000730	0.0007			1.11	0.47	0.93	6.3	6.7	5.37	5.31
8 - 9	trapézoïdal	80	2	0.000448	0.0004			0.92	0.54	1.07	6.7	6.8	5.31	5.28
9 - 10	trapézoïdal	85	2	0.000574	0.0006			1.13	0.54	1.07	6.8	7.1	5.28	5.23
10-11	trapézoïdal	80	2	0.000718	0.0007			1.22	0.54	1.07	7.1	6.7	5.23	5.17
11-12	trapézoïdal	85	2.5	0.000487	0.007			4.16	0.60	1.20	6.7	5.8	5.17	4.58
12-13	trapézoïdal	80	2.5	0.000588	0.0006			1.22	0.60	1.20	5.8	5.9	4.58	4.53
13-14	trapézoïdal	83	3	0.000431	0.003			2.90	0.66	1.31	5.9	5.5	4.53	4.28
14-15	trapézoïdal	80	3	0.000502	0.0005			1.18	0.66	1.31	5.5	5.4	4.28	4.24
15-16	trapézoïdal	39	3	0.000580	0.0006			1.29	0.66	1.31	5.4	5.4	4.24	4.21

Tableau 4.19

Collecteur N4
Dimensions finales

Tronçon	Type de section	Longueur (m)	Aire (ha)	Pente calculée (m/m)	Pente retenue (m/m)	Diamètre économique (mm)	Diamètre commerc (mm)	Vitesse (m/s)	large fond (m)	hauteur (m)	Elevat sol		Elevat rad	
											amont	aval	amont	aval
1 - 2	trapézoïdal	120	1	0.000201	0.015			4.49	0.38	0.76	6.8	5.2	6.04	4.24
2 - 3	trapézoïdal	120	1	0.000886	0.01			3.67	0.38	0.76	5.2	3.8	4.24	3.04
3 - 4	trapézoïdal	120	1	0.002294	0.002			1.64	0.38	0.76	3.8	3.5	3.04	2.8
4 - 5	trapézoïdal	120	1	0.004244	0.002			1.64	0.38	0.76	3.5	5.4	2.8	2.56

Tableau 4.20

Collecteur N5
Dimensions finales

Tronçon	Type de section	Longueur (m)	Aire (ha)	Pente calculée (m/m)	Pente retenue (m/m)	Diamètre économique (mm)	Diamètre commerc (mm)	Vitesse (m/s)	large fond (m)	hauteur (m)	Elevat sol		Elevat rad	
											amont (m)	aval (m)	amont (m)	aval (m)
1 - 2	trapézoïd	72	1	0.000119	0.016			4.64	0.38	0.76	10.8	9.7	10.0	8.88
2 - 3	trapézoïd	80	1	0.000501	0.0005			0.82	0.38	0.76	9.7	9.3	8.88	8.84
3 - 4	trapézoïd	85	1	0.001138	0.001			1.16	0.38	0.76	9.3	9.7	8.84	8.76
4 - 5	trapézoïd	80	1	0.001990	0.002			1.64	0.38	0.76	9.7	10.6	8.76	8.60
5 - 6	trapézoïd	85	1	0.003047	0.003			2.01	0.38	0.76	10.6	9.5	8.60	8.34
6 - 7	trapézoïd	84	1.5	0.001465	0.001			1.32	0.47	0.93	9.5	9.1	8.34	8.26
7 - 8	trapézoïd	85	2	0.000889	0.004			2.92	0.54	1.07	9.1	9	8.26	7.92
8 - 9	trapézoïd	85	2	0.001031	0.008			4.13	0.54	1.07	9	8.3	7.92	7.24
9 - 10	trapézoïd	85	2	0.001166	0.007			3.87	0.54	1.07	8.3	7.7	7.24	6.64
10-11	trapézoïd	85	2	0.001309	0.005			3.27	0.54	1.07	7.7	7.3	6.64	6.22
11-12	trapézoïd	85	2.5	0.000809	0.001			1.57	0.60	1.20	7.3	7.6	6.22	6.13
12-13	trapézoïd	85	2.5	0.000802	0.0008			1.40	0.60	1.20	7.6	7.6	6.13	6.07
13-14	trapézoïd	99	2.5	0.000862	0.006			3.86	0.60	1.20	7.6	6.5	6.07	5.47
14-15	trapézoïd	100	2.5	0.000989	0.008			4.45	0.60	1.20	6.5	5.9	5.47	4.67
15-16	trapézoïd	168	2.5	0.001190	0.012			5.45	0.60	1.20	5.9	4	4.67	2.66
	trapézoïd													
17-18	circulaire	132			0.005	600.0725	685	1.67			7.7	7.3	5.3	4.64
18-19	circulaire	100			0.007	754.8505	915	2.40			7.3	6.1	4.41	3.71
19-16	circulaire	160			0.007	905.3201	915	2.40			6.1	4	3.71	2.59

Tableau 4.21

Collecteur N6
Dimensions finales

Tronçon	Type de section	Longueur (m)	Aire (ha)	Pente calculée (m/m)	Pente retenue (m/m)	Diamètre économique (mm)	Diamètre commerc (mm)	Vitesse (m/s)	large fond (m)	hauteur (m)	Elevat sol		Elevat rad	
											amont (m)	aval (m)	amont (m)	aval (m)
1 - 2	trapézoïd	72	0.8	0.000079	0.02			4.82	0.34	0.67	11.4	9.9	9	7.56
2 - 3	trapézoïd	120	0.8	0.000802	0.004			2.15	0.34	0.67	9.9	7.7	7.56	7.08
3 - 4	trapézoïd	120	0.8	0.002774	0.02			4.82	0.34	0.67	7.7	6.4	7.08	4.68
4 - 5	trapézoïd	120	0.8	0.005874	0.006			2.64	0.34	0.67	6.4	4.9	4.68	3.96
5 - 6	trapézoïd	86	1.5	0.002466	0.015			5.14	0.47	0.93	4.9	3.5	3.96	2.67
6 - 7	trapézoïd	83	1.5	0.002950	0.015			5.14	0.47	0.93	3.5	2.4	2.67	1.42
7 - 8	trapézoïd	78	1.5	0.003514	0.007			3.51	0.47	0.93	2.4	1.8	1.42	0.87
8 - 9	trapézoïd	87	2	0.001973	0.0005			1.03	0.54	1.07	1.8	2.1	0.87	0.83
9 - 10	trapézoïd	96	2	0.002207	0.0005			1.03	0.54	1.07	2.1	1.9	0.83	0.78
10-12	trapézoïd	101	2	0.002619	0.0005			1.03	0.54	1.07	1.9	1.8	0.78	0.73

Tableau 4.22

Collecteur N7
Dimensions finales

Tronçon	Type de section	Longueur (m)	Aire (ha)	Pente calculée (m/m)	Pente retenue (m/m)	Diamètre économique (mm)	Diamètre commerc (mm)	Vitesse (m/s)	large fond (m)	hauteur (m)	Elevat sol		Elevat rad	
											amont (m)	aval (m)	amont (m)	aval (m)
1 - 2	trapézoïd	112	1.5	0.000070	0.01			4.20	0.47	0.93	6	3.8	4	2.88
2 - 3	trapézoïd	80	1.5	0.000317	0.0003			0.72	0.47	0.93	3.8	4	2.88	2.85
3 - 4	trapézoïd	224	1.5	0.000662	0.0007			1.11	0.47	0.93	4	3.3	2.85	2.69
4 - 5	trapézoïd	136	1.5	0.000942	0.005			2.97	0.47	0.93	3.3	3	2.69	2.01
5 - 6	trapézoïd	80	2	0.000771	0.0008			1.30	0.54	1.07	3	3.2	2.01	1.95
6 - 7	trapézoïd	152	2	0.001360	0.001			1.46	0.54	1.07	3.2	3.7	1.95	1.80
7 - 8	trapézoïd	124	2	0.001740	0.002			2.06	0.54	1.07	3.7	3.7	1.80	1.55
8 - 9	trapézoïd	112	2	0.002167	0.002			2.06	0.54	1.07	3.7	3.9	1.55	1.33
9 - 10	trapézoïd	104	2	0.002600	0.003			2.53	0.54	1.07	3.9	2.8	1.33	1.01
10-11	trapézoïd	240	3	0.001055	0.001			1.67	0.66	1.31	2.8	2.2	1.01	0.77
11-12	trapézoïd	56	3	0.001175	0.001			1.67	0.66	1.31	2.2	1.8	0.77	0.72

Tableau 4.23

Calcul de l'intercepteur

Tronçon	Longueur (m)	Débit (m ³ /s)	Pente retenue (m/m)	Diamètre économiq (mm)	Diamètre commerc (mm)	Vitesse (m/s)	Elevat sol		Elevat rad	
							amont (m)	aval (m)	amont (m)	aval (m)
1 - 2	460	6.226246	0.0012	2127.694	1815	1.57	5.4	5.8	2.3	1.74
2 - 3	120	13.28169	0.001	2525.101	2565	1.80	5.8	6	1.35	1.23
3 - 4	1040		0.00015		2565	0.70	6	0.4	1	0.84

4.5.11.1 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 rue ou bouches d'égoût. 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 m. 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.

4.5.11.2 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.

Du point de vue des types de canalisations, nous avons déjà retenu les choix pour le réseau principal. En ce qui concerne les conduites secondaires, elles seront des canalisations enterrées de diamètre 250 mm (5) .

Un système de drainage devra également être prévu pour l'assèchement de la voirie. Des caniveaux longeant la voirie sur toute sa longueur de part et d'autre de la chaussée seront prévus à cet effet .

La pose de ces ouvrages doit répondre à un certain nombre d'exigences liées aux propriétés géotechniques du terrain.

- Pose de canalisation en tranchées dans les terrains stables: l'infrastructure repose sur un lit de 10 cm d'épaisseur. Le lit est constitué de sable, ou grève de granulométrie inférieure à 30 mm (5).

-Pose de canalisation sur terrain aquifère: La présence d'eau dans le sol peut provoquer des tassements pouvant entraîner des ruptures. Parmi les dispositions palliatives, nous pouvons citer la mise en place d'un tapis de gros béton, ou du ciment dosé à 100 kg/m^3 , ou d'un tapis de bentonite.

La nappe phréatique de Pikine étant assez proche par endroit, on peut rencontrer des cas de pose en terrain aquifère dans ces zones. Dans tous les cas, il sera nécessaire au moment des études de réalisation de procéder à des investigations géotechniques ou hydrogéologiques sur les axes des collecteurs et leurs abords immédiats.

Le remblaiement des tronçons des collecteurs se fera en terre propre purgée de déchets végétaux .

Pour la pose à proximité de fondations, des coffrages et étaielements devront être prévus ainsi qu'un blindage par enfoncement de palfeuilles à mesure de l'avancement en profondeur.

4.5.11.3 Les ouvrages d'entretien

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

On distingue deux types de disposition pour ces ouvrages:

-1^{ère} disposition: Cette disposition dite disposition en traditionnel, consiste à couler en fond de fouille de radier, de coffrer et ferrailer les parois jusqu'au sol.

-2^{ème} disposition: Elle consiste à utiliser des éléments préfabriqués carrés ou circulaires scellés au mortier ou retenus par emboîtement avec joints souples. Cette dernière est mieux adaptée aux charges roulantes transmises 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 diamètres, de direction, de pentes et au plus à tout les 100 mètres.

La conception technique de l'ouvrage achevée, il convient dans le souci d'une étude exhaustive de penser aux incidences économiques ou financières du projet. Pour tout projet d'ingénierie, cette étape est nécessaire au même titre que les calculs techniques. En effet, selon la nature et les critères du projet, il peut arriver que ce dernier fort intéressant du point de vue technique, échoue à ce test économique, car mettant en jeu des ressources irraisonnables, ou simplement ayant un rendement économique faible. Par ailleurs, le coût de l'ouvrage se détermine par cette étude. L'importance de cette donnée est à la mesure de son poids sur les décisions d'investissement des bailleurs de fond et d'autre part sur les propositions dans les dossiers d'appel d'offre. La particularité du présent projet est qu'il est d'intérêt public. Dans ce contexte, la décision de l'exécuter tient moins de considérations économiques que d'une nécessité absolue de doter la ville d'une infrastructure sanitaire adéquate. On peut dès lors s'interroger sur la pertinence d'une étude économique très vaste du reste, et consistant à établir des critères de décision au regard du rendement de la solution retenue dont on quantifie les coûts induits et les coûts prévisionnels d'entretien. Il faudrait aussi analyser les conséquences du projet à divers autre point de vue comme les incidences du projet sur les autres secteurs d'activité. A notre avis, cette étude ne se justifie pas en tant que telle, dès lors que nous nous accordons sur l'irrévocabilité de la nécessité de construire le réseau.

Le bien être de la population est privilégié et aucune autre forme de profit n'est recherchée.

Compte tenu de cet ensemble de facteurs, une évaluation consistera à une détermination du coût de l'ouvrage. 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.

5.1 Devis estimatif:

L'approche utilisée est une méthode analytique consistant à faire l'avant métré sur les plans définitifs des différents composants de l'ouvrage. Principalement nous évaluerons les quantitatifs des éléments suivants: canalisations, regards, béton armé, fouilles, ouvrages particuliers. Les quantités trouvées seront multipliées par un prix unitaire en cours sur le marché. Nous noterons qu'à cette étape de la conception, les coûts obtenus seront indicatifs et 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 de d'exécution pourraient modifier plus ou moins les quantitatifs actuels. Cependant, la connaissance actuelle du coût est un élément d'appréciation de l'impact financier du projet et des variations possibles.

DEVIS ESTIMATIF

N	DESIGNATIONS	UNIT	QUANTITE	P. UNIT (FCFA)	PRIX TOTAL (FCFA)
1	CONDUITES B.A				
	D= 250 mm PVC	mL	8925	12000	107100000
	D= 250 mm Fonte	mL	400	17500	7000000
	D= 685 mm	mL	132	127000	16764000
	D= 915 mm	mL	260	218000	56680000
	D= 1515 mm	mL	80	405000	32400000
	D= 1815 mm	mL	742	510000	378420000
	D= 2565 mm	mL	1160	690000	800400000
2	BÉTON ARME	m3	2300	80000	184000000
3	BÉTON PROPLETE	m3	1500	35000	52500000
4	FOUILLES	m3	35000	3400	119000000
5	REMBLAIS	m3	5000	3000	15000000
6	REGARDS	u	30	300000	9000000
7	CANIVEAUX	mL	21000	20000	420000000
8	PUISARDS	u	60	250000	15000000
9	RELEVEMENTS				
	Pompes 150/200	u	10	2500000	25000000
	Génie civil	u	2	5000000	10000000
	Équipements hydrauliq annexes	u	2	1000000	2000000
	Équipements électriq annexes	u	2	3000000	6000000
T O T A L					2256264000

Le devis estimatif a été calculé à partir des prix unitaires obtenus de la SONEES. Pour les canalisations, ces prix sont valables pour des diamètres de la norme française. Néanmoins, ils ont pu être appliqués aux diamètres de la norme canadienne, par des correspondances approximatives. Par ailleurs, on peut noter qu' il existe des diamètres pour lesquels les prix unitaires ont été indisponibles. Pour ces cas, ils ont été calculés par des extrapolations à partir des diamètres de coûts connus. Notons que les coûts fournis comprennent les frais de pose et sont hors TVA et hors douane.

En remarque, pour tenir compte des imprévus et des divers, il serait justifié d'arrondir le coût de l'ouvrage à 2.300.000.000 FCFA.

Une analyse sommaire du total obtenu permet de faire le constat de la prépondérance du coût des conduites qui représente près de 76% du coût total de l'ouvrage. En effet, les matériaux utilisés que sont la fonte et le béton armé précontraint ont des coûts élevés. Dans l'optique d'un réajustement des coûts, on pourrait penser à substituer ces conduites à des conduites en PVC pour les diamètres faibles, ou des canaux trapézoïdaux à ciel ouvert. Ces modifications pourraient réduire de manière très appréciable les coûts. Par exemple, en faisant des simulations grossières, on peut se rendre compte que le coût d'un canal à ciel ouvert représente environ et au plus 10% du coût d'un système de canalisations enterrées.

La substitution des tronçons enterrés en canal trapézoïdal pourrait donner un coût d'environ neuf cent quatre vingt quinze millions (995.000.000) ce qui est plus abordable. Cependant on aurait pas pu bénéficier des avantages des conduites enterrées sur le plan esthétique et encombrement.

Les charges d'exploitation comprennent en général: l'exploitation courante (curage annuel, énergie électrique), le renouvellement du matériel. Dans cette partie, seront traitées les charges d'exploitation courante. Pour le renouvellement, on s'en tiendra aux durées d'amortissement pour définir la périodicité:

- 15 ans pour les équipements, pompages et relevages;
- 50 ans pour les réseaux.

Les frais d'entretien, quant à elles sont évalués d'après la SONEES à 2510 FCFA /mL pour $\phi > 800$ mm. Ce qui donnerait la somme de 30.120.000 FCFA par opération pour nos 12 km de réseau principal.

Le coût du KWH est au maximum de 100 FCFA. En prenant ce coût comme prix de référence, les incidences financières dues au fonctionnement des stations de pompage se présentent comme suit, considérant une pluviométrie moyenne de 35 jours:

- Station 1: $W = 235.2$ KWH/ jour de pluie
 $\text{Coût} = 235.2 * 35 * 100 = 823\ 200$ FCFA/an
- Station 2: $W = 1503.8$ KWH/ jour de pluie
 $\text{Coût} = 1503.8 * 35 * 100 = 5\ 263\ 300$ FCFA/an

Au total, les charges récurrentes d'électricité s'élèvent à 6 086 500 FCFA par an.

Compte tenu de toutes ces charges partielles, le coût d'exploitation du réseau s'élève à 36 206 500 FCFA par an.

La conception d'un réseau d'assainissement à l'image de tout projet d'ingénierie est toujours un cas particulier et par conséquent un travail original exigeant des choix originaux à adapter aux données physiques, urbanistiques, économiques, financières voire sociales. Dans le cas particulier de Pikine, cette démarche nous a permis de relever un certain nombre de difficultés qu'il fallu contourner au prix d'options entrant quelque peu en porte à faux avec le souci économique, mais qui néanmoins étaient le seul gage d'une fiabilité fonctionnelle de l'ouvrage. Le premier problème majeur constaté est la faiblesse des côtes du terrain (en moyenne 6 à 7 mètres) avec des zones dépressionnaires pouvant atteindre 2 mètres. A cela s'est ajouté la configuration irrégulière de Pikine caractérisée par des successions de dunes et de dépressions. Face à ces deux données contradictoires du point de vue technique, il s'est posé le dilemme de faire un tracé exigeant des relèvements à débit élevé, ou de celui d'un tracé tributaire d'excavations profondes (de l'ordre de 10 mètres par endroit). La solution hybride à laquelle nous avons pu aboutir est un compromis de deux principales possibilités offertes par le relief. Elle a consisté à relever des points isolés de très basse altitude correspondant à des zones de stagnation puis à procéder à des excavations moyennes avec des pentes permettant l'écoulement gravitaire. Celà a été le résultat de confrontations et d'autocritiques de l'ensemble des scénarios retenus; nos critères ayant été la performance, le coût, l'esthétique.

Il reste cependant à noter que la résolution du problème d'assainissement dans nos jeunes villes doit procéder à notre avis d'une approche globale intégrant les facteurs précités, mais aussi le souci de planifier d'une manière plus étendue spatialement la réalisation d'ouvrages. Ce point de vue revêt une importance capitale, étant entendu que des réseaux construits de manière isolée et sectorielle mettront en jeu plus de ressources financières que l'option qui embrasserait la réunion de ces territoires. Ainsi, une meilleure coordination pourrait se faire dans la gestion du patrimoine et donc une utilisation optimale des ressources. Pour le cas particulier de Pikine, cette assertion trouvera son sens sous la double conditionnalité de satisfaire au préalable de la restructuration des quartiers spontanés et traditionnels situés à la périphérie de la ville, mais aussi de la manifestation d'une volonté de rompre avec l'état actuel de la situation.

L'adhésion des populations sera un enjeu de taille et mieux la condition sine qua none d'atteinte des objectifs d'assainissement. On devrait assister à long terme à l'autogestion des infrastructures par les bénéficiaires. C'est dire toute la dimension sociale de la problématique de l'assainissement. De petits ajustements pourront éventuellement être tentés après une enquête pour rencontrer les suggestions et l'agrément de la population. Ces suggestions pourront constituer un appoint à l'étude technique partielle déjà réalisée.

En guise de recommandations, nous proposerons dans le cadre d'éventuelles investigations ultérieures, la prise en compte des études suivantes:

- des études géotechniques et hydrogéologiques sur les axes des collecteurs en vue d'identifier les terrains aquifères et les caractéristiques géotechniques des sols sur ces axes;

- l'étude des plans d'installation ou de pose des autres réseaux, notamment: le réseau de distribution d'eau potable, éventuellement les réseaux enterrés de télécommunication etc...

- l'analyse de dispositions constructives pour la traversée des chemins de fer par l'intercepteur N1 (en prévoir éventuellement un siphon inversé);

-en vue de prévenir l'ensablement du réseau, des dalles pourraient être prévues pour la couverture de tronçons susceptibles d'ensevelissement ou sujets au déversement d'ordures ménagères. Il serait intéressant dans les études ultérieures de faire une estimation approfondie des autres alternatives proposées, pour faire une confrontation sur la base du rapport qualité/coût.

REFERENCES BIBLIOGRAPHIQUES

- 1- M.T.WADE, "La Ville de Pikine: faits et chiffres"
Africa consultants international, janvier 1992.
- 2- BCEOM, "Plan directeur et d'urbanisme de Dakar 2001:
rapport justificatif", SONED Afrique, juillet 1986.
- 3- CRHUA, "Gestion de la croissance urbaine au Sénégal",
Université de Toronto, juillet 1986.
- 4- R.LABONTÉ-G.PATRY, "Distribution et collecte des eaux en
milieu urbain", 3ème édition, Ecole Polytechnique de
Montréal, septembre 1987.
- 5- R.BOURRIER, "Les réseaux d'assainissement: calculs,
applications, perspectives", 2ème édition,
Lavoisier -TEC & DOC, 1985.
- 6- R.CROTTAZ, N.MOUSSALY, " Tracé des voies de circulation,
tome II: Etablissement des projets et travaux
d'infrastructure", 2 ème édition, Lavoc, 1981.
- 7- A.FAYE, "Réflexion critique sur le système
d'assainissement de Dakar: Cas de Grand Yoff", EAU ~~190~~.
- 8- ASSOCIATION GÉNÉRALE DES HYGIÉNISTES ET TECHNICIENS
MUNICIPAUX, "Les stations de pompage d'eau", 4ème
édition, Lavoisier - TEC & DOC, 1991.

ANNEXES

Appendice 4.1

Modèles propres à des surfaces

Kerby (ou Hathaway)

Système international

Système impérial

$$t_c = \left(2.187 \frac{Ln}{\sqrt{S}} \right)^{0.467}$$

$$t_c = \left(\frac{2}{3} \frac{Ln}{\sqrt{S}} \right)^{0.467}$$

où L = longueur maximale
de parcours sur la
surface, exprimée en mètres
S = pente moyenne de la
longueur de parcours L m/m
n = coefficient de rugosité
de la surface

pieds

pi/pi

Coefficient de rugosité (n)	
surface	n
surface imperméable unie	0.02
sol décapé uni et compacté, gazon	0.10
gazon délaissé, champ de culture	0.20
pâturage	0.40
forêt feuillue	0.60
forêt de conifères, ou forêt de feuillus	
avec herbe épaisse	0.80

Kirpich

$$t_c = \frac{0.0195 L^{0.77} F}{S^{0.385}}$$

$$t_c = \frac{0.0078 L^{0.77} F}{S^{0.385}}$$

où L = longueur maximale
de parcours sur la
surface, exprimée en mètres
S = pente moyenne de la
longueur de parcours L m/m
F = facteur propre aux
différentes surfaces

pieds

pi/pi

Source: Référence 4

COEFFICIENTS DE RUISSELLEMENT POUR DIFFERENTS SECTEURS (I)

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

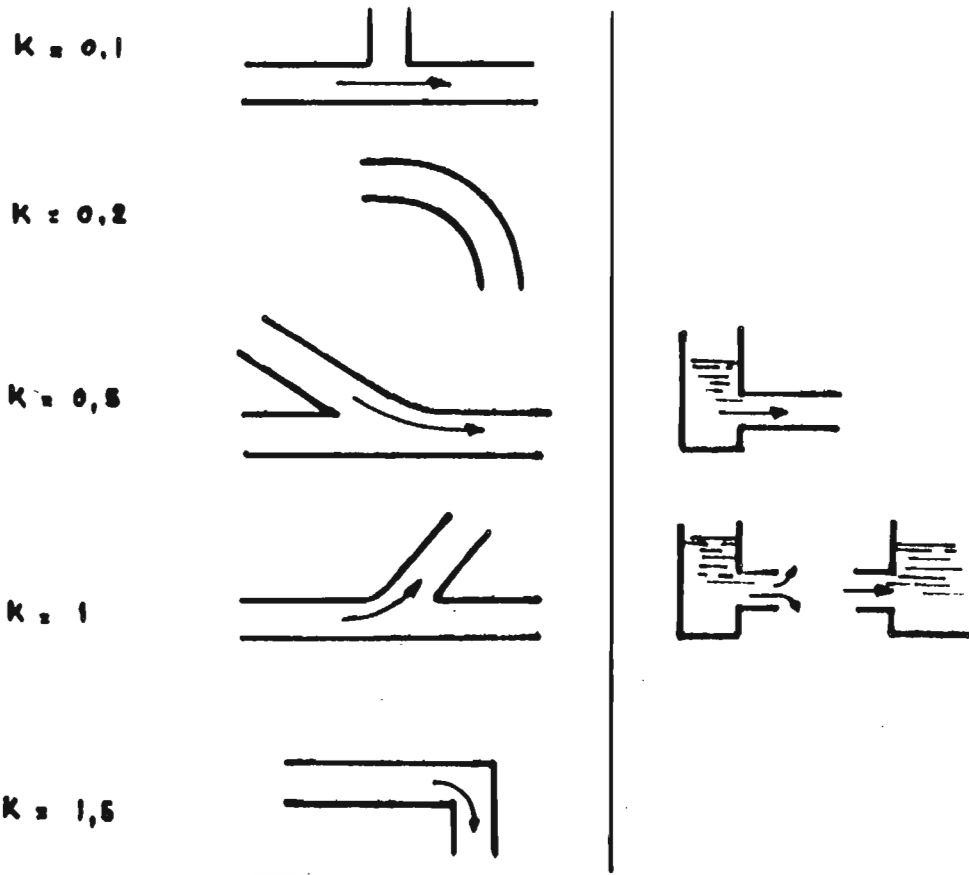
(ASCE, MOP no. 37 ou WPCF, MOP no. 9)

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

Source: Référence 4

Appendice 4.3

COEFFICIENT DE PERTE DE CHARGES
SINGULIÈRES



Pertes de charge singulières

Source: Référence 5

Appendice 4.4

Coefficients de rugosité n

TABLE 3-1 VALUES OF n TO BE USED WITH THE MANNING EQUATION [10]

Surface	Best	Good	Fair	Bad
Uncoated cast-iron pipe	0.012	0.013	0.014	0.015
Coated cast-iron pipe	0.011	0.012*	0.013*	
Commercial wrought-iron pipe, black	0.012	0.013	0.014	0.015
Commercial wrought-iron pipe, galvanized	0.013	0.014	0.015	0.017
Smooth brass and glass pipe	0.009	0.010	0.011	0.013
Smooth lockbar and welded "OD" pipe	0.010	0.011*	0.013*	
Riveted and spiral steel pipe	0.013	0.015*	0.017*	
Vitrified sewer pipe	{ 0.010 0.011 }	0.013*	0.015	0.017
Common clay drainage tile	0.011	0.012*	0.014*	0.017
Glazed brickwork	0.011	0.012	0.013*	0.015
Brick in cement mortar; brick sewers	0.012	0.013	0.015*	0.017
Neat cement surfaces	0.010	0.011	0.012	0.013
Cement mortar surfaces	0.011	0.012	0.013*	0.015
Concrete pipe	0.012	0.013	0.015*	0.016
Wood stave pipe	0.010	0.011	0.012	0.013
Plank flumes:				
Planed	0.010	0.012*	0.013	0.014
Unplaned	0.011	0.013*	0.014	0.015
With battens	0.012	0.015*	0.016	
Concrete-lined channels	0.012	0.014*	0.016*	0.018
Cement-rubble surface	0.017	0.020	0.025	0.030
Dry-rubble surface	0.025	0.030	0.033	0.035
Dressed-ashlar surface	0.013	0.014	0.015	0.017
Semicircular metal flumes, smooth	0.011	0.012	0.013	0.015
Semicircular metal flumes, corrugated	0.0225	0.025	0.0275	0.030
Canals and ditches:				
Earth, straight and uniform	0.017	0.020	0.0225*	0.025
Rock cuts, smooth and uniform	0.025	0.030	0.033*	0.035
Rock cuts, jagged and irregular	0.035	0.040	0.045	
Winding sluggish canals	0.0225	0.025*	0.0275	0.030
Dredged earth channels	0.025	0.0275*	0.030	0.033
Canals with rough stony beds, weeds on earth banks	0.025	0.030	0.035*	0.040
Earth bottom, rubble sides	0.028	0.030*	0.033*	0.035
Natural stream channels:				
(1) Clean, straight bank, full stage, no rifts or deep pools	0.025	0.0275	0.030	0.033
(2) Same as (1), but some weeds and stones	0.030	0.033	0.035	0.040
(3) Winding, some pools and shoals, clean	0.033	0.035	0.040	0.045
(4) Same as (3), lower stages, more ineffective slope and sections	0.040	0.045	0.050	0.055
(5) Same as (3), some weeds and stones	0.035	0.040	0.045	0.050
(6) Same as (4), stony sections	0.045	0.050	0.055	0.060
(7) Sluggish river reaches, rather weedy or with very deep pools	0.050	0.060	0.070	0.080
(8) Very weedy reaches	0.075	0.100	0.125	0.150

* Values commonly used in designing.

Appendice 4.5

VALEURS DU COEFFICIENT DE RUGOSITE (C) DE HAZEN-WILLIAMS
POUR DES CONDUITES EN FONTE

DIAMETRE EN mm	DIAMETRE EN POUCES	0	5	10	15	20	30	40	50
100	4	130	115	105	100	90	75	65	55
150	6	130	115	105	100	90	75	65	55
200	8	130	120	110	100	95	80	70	60
250	10	130	120	110	100	95	80	70	60
305	12	130	120	110	100	95	80	75	65
355	14	130	120	110	100	95	80	75	65
405	16	130	120	110	100	95	85	80	70
460	18	130	120	110	100	95	85	80	70
510	20	130	120	110	100	95	85	80	70
610	24	130	120	110	100	100	90	85	75

D'après:

MORRIS, HENRY M. "APPLIED HYDRAULICS IN ENGINEERING"

THE RONALD PRESS CO, NEW YORK, 1963

Appendice 5.1 A

ANNEXE SUR LES PRIX DES CANALISATIONS

(prix hors taxes et hors frais de douane)

1/ Canalisations en fonte ductile, série K 9 (en F.CFA/ml)

Diamètre (mm)	1.200	1.300	1.400	1.500	1.600	1.800
Fourniture DAKAR	107.000	123.000	144.000	166.000	192.000	252.000
Transport local	20.000	24.000	27.000	31.000	36.000	42.000
Pièces spéciales	15.000	15.000	16.000	16.000	19.000	25.000
Terrassements	27.000	29.500	32.000	34.000	36.000	41.000
Pose des conduites	25.000	29.000	33.000	37.000	42.000	51.000
Génie Civil	5.000	5.000	5.500	5.500	6.000	7.000
	<u>199.000</u>	<u>225.500</u>	<u>257.500</u>	<u>289.500</u>	<u>331.000</u>	<u>417.000</u>
15% imprévus et divers	229.000	259.000	296.000	333.000	380.000	480.000
6,5% Ingénierie	244.000	276.000	315.000	355.000	405.000	510.000

2/ Canalisations en béton armé précontraint longitudinalement et fretté transversalement (en F.CFA/ml)

Diamètre (mm)	1.400	1.600
1. Fourniture THIES y compris pièces spéciales	104.000	145.000
2. Transport local	25.000	32.000
3. Terrassements	32.000	36.000
4. Pose conduites	33.000	42.000
5. Génie Civil	<u>5.500</u>	<u>6.000</u>
	199.500	261.000
+ 15% imprévus et divers	230.000	300.000
+ 6,5% Ingénierie	245.000	320.000

Source: SONEES

Appendice 5.1 B

10. COUT UNITAIRE DU CANAL MORS INGENIERIE

	U	P.U	Quantités	Coûts (CFA HT, MD/ml)
.Déroussaillage abet. arbres	M2	100	22,00	2200
.Déblais terrain normal	M3	800	42,80	33600
.P.V. Déblais terr. rocheux (SA)	M3	10000	2,10	21000
.Remblais des déblais	M3	200	37,00	7400
.Remblais issus des déblais	M3	1500	5,00	7500
.Polyme sur fond de forme	M2	400	18,00	7200
.Béton armé à 350 kg/M3	M3	75000	2,45	183750
.Confection des joints	m	1300	5,00	6500
.Piste sur une berge	m	10000	1,00	10000
.Ouvrages divers (ISA)	F	41875	1,00	41875
.Divers et inconnus (I.S.A)	F	27287	1,00	27287
TOTAL				348309
			Arrondi à :	348000 Base Mars 1987
			Arrondi à :	332000 Base Juin 1986

11. COUT UNITAIRE DES CANALISATIONS FONTE DUCTILE MORS INGENIERIE

11.1 Fourniture (CFA, HT, MD/kg)	220																		
11.2 Transport (CFA, HT, MD/kg)	40																		
11.3 Terrassements en tranchée (CFA, HT/M3)	1800																		
11.4 Evacuation des déblais excéd. (CFA, HT/M3)	2500																		
11.5 Remblais d'apport (CFA, HT/M3)	4000																		
11.6 Remblais issus des déblais (CFA, HT/M3)	2000																		
11.7 Pose des conduites (CFA, HT/kg)	55																		
		500	600	700	800	900	1000	1100	1200	1300	1400	1500	1600	1700	1800	1900	2000		
11.8 Pièces spé (k Fourn. r. r. r.)	10,00	10,00	17,50	17,00	14,00	13,00	12,00	10,00		7,00	7,00	7,00		7,00		7,00			
11.9 Ouvrages de génie-civil (k Four. r. r. r. r. r.)	5,00	6,00	6,00	5,00	3,50	3,25	3,00	2,50		1,75	1,75	1,75		1,75		1,75			

Diamètres (mm)

11.10 Evaluation des coûts unitaires de conduites fonte	Diamètres (mm)															
	500	600	700	800	900	1000	1100	1200	1300	1400	1500	1600	1700	1800	1900	2000
	K=9	K=9	K=9	K=9	K=9	K=9	K=9	K=9	K=9	K=9	K=9	K=9	K=9	K=9	K=9	K=9
.Épaisseur de fonte	10,00	5,90	10,80	11,70	12,60	13,50	14,40	15,30		17,10	18,00	18,90		20,70		22,50
.Poids de fonte	111	147	187	230	275	333	393	455		600	678	760		937		1127
.Poids total du tube	129	168	220	265	319	377	441	508		692	777	865		1056		1259
Diamètres	500	600	700	800	900	1000	1100	1200	1300	1400	1500	1600	1700	1800	1900	2000
11.1.1 Fourniture	16840	32340	41140	50600	61380	73260	86460	100100		132000	149160	167200		206160		247940
11.1.2 Transport	5160	6720	8800	10600	12760	15080	17640	20320		27680	31080	34400		42240		50360
11.1.3 Terrassements																
.Tranchées	6327	7020	7749	8514	9315	10152	11025	11934		13860	14877	15930		18044		20502
.Evacuation déblais exc.	4038	4750	5513	6325	7188	8100	9063	10075		12250	13413	14625		17200		19975
.Remblais d'apport	3675	4470	5281	6110	6957	7820	8700	9596		13446	14395	15362		17346		19400
.Remblais issus des déb.	3800	4000	4200	4400	4600	4800	5000	5200		5600	5800	6000		6400		6800
TOTAL Terrassements	19640	22240	24743	27349	30056	32872	35788	38807		45156	48485	51917		59090		66677
11.1.4 Pose des conduites	6160	8085	10285	12650	15345	18315	21615	25205		33000	37290	41800		51535		61985
11.1.5 Pièces spéciales	6470	8486	10539	12555	12528	13865	15086	16545		13488	15227	17052		20994		25220
11.1.6 Ouvrages de G-C	3342	4163	5098	5060	4184	4535	4845	4606		4162	4655	5172		6283		7472
TOTAL 1	55670	12034	100605	118814	136256	157927	181434	203403		255485	285897	317740		386282		459654
Arrondi à :	60000	120000	101000	119000	136000	158000	181000	203000		255000	286000	318000		386000		460000
TOTAL 2 r compris ISA divers et inconnus																
Base Juin 1986	75000	94000	116000	137000	157000	182000	209000	234800		294000	329000	365000		444000		529000
Base Mars 1987	79000	99000	122000	144000	165000	191000	219000	245000		308000	345000	383000		466000		555000
Estimation BCEM Mars 1987 (hors ingénierie)										300000	336364			451545		536364

Source : SONEES