

REPUBLIQUE DU SENEGAL

GC 0201

ECOLE POLYTECHNIQUE DE THIES

DEPARTEMENT DE GENIE CIVIL

PROJET DE FIN D'ETUDE
en vue de l'obtention du diplôme d'ingénieur de conception

TITRE: CONTRIBUTION A L'ASSAINISSEMENT EN EAUX PLUVIALES
DE LA VILLE DE THIES

DATE: JUILLET 1991

AUTEUR: Bernard DJAGOUN
Collaborateur: Valéry MEVO
DIRECTEUR: Amadou SARR
CO-DIRECTEUR: Souleymane NDIONGUE

A toute ma famille,
A tous mes amis,

Bernard DJAGOUN

A feu mon père François MEVO, qui de son vivant a oeuvré
de tout son corps pour l'aboutissement de ce dessein
A ma mère Marcelline COULIBALY
A ma future épouse
A tous mes frères, soeurs et amis

Valéry MEVO

REMERCIEMENTS

Nous témoignons notre gratitude et nos vifs remerciements à tous ceux qui ont, de près ou de loin, contribué à l'aboutissement de ce projet et plus particulièrement:

Messieurs Amadou SARR et Souleymane NDIONGUE, professeurs à l'ECOLE POLYTECHNIQUE de THIES pour la direction de ce projet avec une spontanéité sans égard, Monsieur Assane SENE, agrométéorologue en service à la météo Dakar pour son sens de responsabilité et sa diligence

Monsieur Abdoulaye Mbaye, agent à la direction régionale de l'hydraulique de Thiès pour sa contribution logistique et son dévouement

Monsieur Alassane DIENE, Technicien à l'ECOLE POLYTECHNIQUE DE THIES

Enfin aux élèves ingénieurs Bertho MEVO et Didier CHACHA pour la mise au point de certains plans.

SOMMAIRE

Depuis la pluie de l'année 1975 qui a causé d'énormes inondations engendrant beaucoup de dégâts matériels, les autorités de la ville de THIES ont pensé à la réhabilitation et à l'extension de son réseau de drainage des eaux pluviales.

L'objectif de notre projet est d'étudier ce réseau d'évacuation. Ce travail comporte deux parties. La première concerne l'étude statistique des données pluviométriques de la ville aboutissant au tracé des courbes intensité durée fréquence. La deuxième partie porte sur l'étude de l'évacuation des eaux ruissellées proprement dite.

Après avoir donné un bref aperçu sur la position géographique, les situations économique et physique de la ville, nous avons dans la première partie, présenté les données pluviométriques et déterminé les intensités maximales des pluies de 15 à 240 min après un dépouillement des pluviogrammes couvrant la période de 1979 à 1990. Les courbes intensité-durée-fréquence sont alors tracées.

Dans la deuxième partie, après avoir présenté les données topographiques et les ouvrages existants, nous avons évalué par la méthode rationnelle les quantités de pluie ruissellées et calculé par la formule de MANNING, les capacités des collecteurs. Ce qui nous a permis de conclure que la capacité du réseau existant est dépassée. Nous avons alors conçu et calculé pour l'horizon 2000 un nouveau réseau à écoulement essentiellement gravitaire même si sur certains tronçons, un système de pompage est nécessaire pour enrayer définitivement le problème.

3.3.1.2	Calcul de la fréquence cumulée et de période de retour	14
3.3.2	Analyse statistique des données traitées	15
3.3.3	Calcul des courbes "expérimentales"	16
3.3.3.1	Méthode de calcul	
3.3.3.2	Résultats des calculs	19
3.3.3.3	Courbes "expérimentales"	22
3.4	Calcul des courbes ajustées à la loi de Tablot	
3.5	Comparaison des intensités obtenues de la courbe CIEH et celles calculées à partir des courbes IDF	30
3.6	Conclusion	32

DEUXIEME PARTIE ETUDE DU RUISSELLEMENT

CHAPITRE 4	PRESENTATION DES DONNEES EXISTANTES	34
4.1	Présentation des données topogaphiques	
4.2	Présentation des ouvrages d'assainissement existants	35
CHAPITRE 5	METHODE D'EVALUATION DES DEBITS DE POINTE	38
5.1	La méthode rationnelle	
5.2	Evaluation des paramètres utilisés	44
5.2.1	Coefficient de ruissellement	
5.2.2	Intensité moyenne de précipitation	45
5.2.3	Temps de concentration	48

	5.2.3.1 Temps d'entrée	
	5.2.3.2 Temps d'écoulement en conduite	49
	5.2.4 Pente de terrain	
	5.2.5 Aire des bassins versants	50
CHAPITRE 6	VERIFICATION DU RESEAU EXISTANT	52
	6.1 Hypothèses	
	6.2 Vérification du réseau	54
	6.2.1 Récapitulation des paramètres	
	6.2.2 Exemple de calcul	55
	6.3 Remarques et conclusion	59
CHAPITRE 7	DESIGN DU NOUVEAU RESEAU	63
	7.1 Solution proposée	
	7.2 Calcul du réseau	64
	7.2.1 Choix des pentes longitudinales	
	7.2.2 Vitesse d'écoulement	65
	7.2.3 Choix des sections	
	7.2.4 Surfaces tributaires des bassins	66
	7.2.5 Exemple de calcul	67
	7.3 Vérification du réseau	68
CHAPITRE 8	CONCLUSION ET RECOMMANDATION	73
BIBLIOGRAPHIE		75
ANNEXE 1 : HAUTEURS CUMULATIVES DES PLUIES DE 1979 à 1990 à THIES		77
ANNEXE 2 : LISTING DU PROGRAMME DE CALCUL DES INTENSITES MAXIMALES DE PLUIES		
ANNEXE 3 : INTENSITE DES PLUIES DE 15 A 240 MINUTES		

ANNEXE 4 : PLAN DU RESEAU GENERAL ET DU COEFFICIENT DE
RUISSELLEMENT

ANNEXE 5 : VERIFICATION DU RESEAU EXITANT

ANNEXE 6 : PROFIL EN LONG DES COLLECTEURS

ANNEXE 7 : DESIGN DU NOUVEAU RESEAU

LISTE DES PLANS

Plan RG2	Plan des coefficient de ruissellement
Plan RG1	Réseau général des collecteurs et antennes
Plans PF1-PF12	Profil en long des collecteurs et antennes

LISTE DES TABLEAUX

	Page
Tableaux 3.1, 3.2, Relation Intensité -durée (pluie du 10 août et 18 juillet 1979)	11
Tableau 3.3, 3.4, Relation Intensité -durée(pluie du 08 et 12 juin 1979)	12
Tableau 3.5 Fréquence cumulée des pluies	17
Tableau 3.6, 3.7, Points expérimentaux des courbes pour les périodes de retour de 1 an et 2 ans	20
Tableau 3.8, 3.9, Points expérimentaux des courbes pour les périodes de retour de 5 et 10 ans	21
Tableau 3.10 Paramètres a, et b de la formule a/(b+t) proposée pour les courbes I-D-F théoriques	24
Tableau 3.11 Comparaison des intensités de la courbe de CEIH et celles de période de retour de 5 ans tracée	30
Tableau 5.1 Valeurs du coefficient d'abattement k	43
Tableau 5.2 Hauteurs de précipitations journalières exceptionnelles aux divers postes d'observation du SENEGAL	47
Tableau 5.3 Aire des bassins versants	50
Tableau 6.8 Vérification de l'antenne EP1.6	60
Tableau 7.20 Design antenne EP2.7	69
Tableau 7.37 Vérification de l'antenne EP1.6	70

LISTE DES FIGURES

	Page
Figure 3.1 : Courbe des fréquences cumulées pour la durée de 15 min	18
Figure 3.2 : Courbes I-D-F expérimentales	23
Figure 3.3 : Courbe I-D expérimentale et théorique pour une période de retour de un an	25
Figure 3.4 : Courbe I-D expérimentale et théorique pour une période de retour de deux ans	26
Figure 3.5 : Courbe I-D expérimentale et théorique pour une période de retour de cinq ans	27
Figure 3.6 : Courbes I-D expérimentale pour une période de retour de dix ans	28
Figure 3.7 : Courbes I-D-F théoriques de Thiès	29
Figure 3.8 : Courbes intensité durée (région de BAMAKO)	31
Figure 4.1 : Schéma d'illustration des dénominations des collecteurs	35
Figure 5.1 : Bassin de drainage	40
Figure 5.2 : Hydrogramme de ruissellement de bassin de drainage	
Figure 5.3 : Schéma pour la détermination du coefficient distributeur de pluie ,k	42
Figure 5.4 : Courbe intensité-durée de période cinq ans établie par l'ORSTOM	46

LISTE DES ABREVIATIONS

Tr	:	Période de retour
I-D-F	:	intensité durée fréquence
H _T	:	hauteur cumulative à la durée T (mm)
F	:	fréquence cumulée
A _T	:	ensemble des intensités de précipitation à la durée T
A _{T,I}	:	ensemble des intensités de précipitation supérieures ou égales à I
EP	:	eau pluviale
Vp	:	volume de précipitation (m ³)
Q	:	débit de ruissellement m ³ /s)
Q _{max}	:	débit maximal de ruissellement
P ₁₀	:	pluie décennale (mm)
k	:	coefficient d'abattement (1)
S	:	superficie (m ²)
K _{r,10}	:	coefficient de ruissellement décennal
a	:	rapport débit maximal sur le débit moyen
T _b	:	temps de base (min)
C	:	coefficient de ruissellement
t	:	temps (s)
I _g	:	indice global de pente
P _{an}	:	pluie moyenne annuelle (mm)
a,b,c,	:	constantes
L	:	longueur de bassin (m)
lm	:	largeur de bassin (m)
A	:	surface (m ²)
A'	:	surface imperméable (m ²)

p : pente de terrain (i)
t_f : temps d'écoulement en conduite (min)
V : vitesse d'écoulement (m/s)
Cam : cote amont de terrain naturel (m)
Cav : cote aval de terrain naturel (m)
R : rayon hydraulique (m)
y : hauteur d'eau (m)
 α : angle ($^{\circ}$)
z : tangente de α
P : périmètre mouillé (m)
I : intensité de précipitation (mm/h)

CHAPITRE 1

INTRODUCTION

La ville de THIES, créée en 1804 par une famille Sérère None a connu, depuis lors une évolution rapide tant au niveau de la croissance démographique, spatiale qu'économique. La population y est passée de 2000 habitants en 1900 à 132700 en 1980. L'industrialisation de la ville s'est surtout développée au cours des vingt dernières années avec la création de plusieurs unités, comme la société des textiles, la société des phosphates, la semi-métallurgie et le chemin de fer. Son atout économique majeur résulte de l'importance de ses ressources minières et de sa position privilégiée sur les voies ferrées Dakar-St Louis, Dakar-Bamako et surtout de l'installation des ateliers de chemin de fer. Le commerce a connu un développement important lié à la croissance de la ville. Il a commencé avec l'installation des relations commerciales au début de la période coloniale, ensuite un développement rapide avec l'obtention du chemin de fer. Mais les départs des cheminots maliens et des militaires français après l'indépendance ont entraîné une baisse des affaires.

Très urbanisée, la ville a un périmètre urbain de 1300 Km environ. Elle a connu son premier plan directeur d'urbanisme en 1885 lors de la réalisation de la voie ferrée Dakar-St Louis. Ce plan relève d'une géométrie assez simple, le damier classique avec des voies en ligne droite. Malgré le lotissement moderne, la ville reste insalubre et menacée par l'inondation à cause de sa situation topographique qui rend les problèmes d'assainissement, surtout d'eaux pluviales, plus aigus. En effet la ville de Thiès est située

au centre d'un haut plateau en pente de l'ouest vers l'est si bien que les eaux qui, lors de la saison des pluies s'écoulent des bassins les plus élevés doivent traverser la ville avant de pouvoir s'épandre dans les dépressions situées au nord-est de celle-ci.

Les collecteurs et antennes existant, hérités pour la plupart de la colonisation ont subi l'empreinte du temps à savoir bris, colmatage et mauvais entretien. L'étude effectuée par ITALCONSULT en 1977 dans le cadre de la réhabilitation n'est réalisée qu'en très faible pourcentage.

Cette insuffisance en infrastructure d'évacuation entraîne, à la moindre pluie importante, une inondation de certains rues et quartiers. Ces inondations subites prennent parfois des aspects dramatiques et s'accompagnent de destructions matérielles importantes.

Pour remédier à cette situation inquiétante, il faut un système de drainage de longueur suffisante et adéquate qui puisse évacuer les quantités d'eau ruissellée de façon rapide et efficace.

Notre projet porte sur l'inventaire et la vérification de la capacité des ouvrages existants avec bien sûr les conditions actuelles et la conception d'un nouveau réseau efficient et économique.

A partir des données pluviométriques, nous allons dans un premier temps tracer les courbes intensité-durée-fréquence.

Deuxièmement, nous allons déterminer les surfaces tributaires de chaque tronçon à partir des données topographiques et estimer certains paramètres comme les coefficients de ruissellement.

Troisièmement, nous évaluerons les quantités d'eau ruissellée et les

capacités des collecteurs et procéder ainsi à :

- la vérification du réseau existant,
- la conception et le calcul d'un nouveau réseau,

Pour terminer, nous ferons des propositions avant de conclure.

2.1 Position géographique et situation économique du site

Située à 70 Km de Dakar, la capitale du SENEGAL, la ville de Thiès est dans la bordure ouest de l'immense synclinal du pays. Elle est sur l'axe Dakar-St Louis et constitue une porte d'entrée dans la presqu'île du Cap-Vert. Elle a connu des problèmes d'urbanisation liés à une croissance démographique accélérée. Deuxième région économique du SENEGAL après Dakar du point de vue du P.I.B, bien qu'elle occupe une place moins importante dans le secteur primaire, la force de son économie se situe dans l'extraction minière et le tourisme. La fonction industrielle est la plus importante après la région du Cap-Vert. L'élevage et l'agriculture subissent l'influence négative des facteurs climatiques .

2.2 Présentation physique du site

La ville de Thiès est construite sur un plateau légèrement incliné vers l'est à quelques kilomètres en retrait du rebord qui surplombe à l'ouest la presqu'île du Cap-Vert. On n'y rencontre pas de cours d'eau, mais le bassin sédimentaire est caractérisé par l'existence des nappes profondes et de nappes superficielles.

Sur le plan géologique, la structure est marquée par une hétérogénéité et une anisotropie dans la stratigraphie. On y rencontre des marnes à marno-calcaires, des argiles calcaires, du grès, de la latérite, de l'argile latéritique et le terrain de

couverture.

Le climat est du type soudanien, caractérisé par une saison sèche et une saison des pluies. La température de l'air subit d'importantes variations journalières et saisonnières. La moyenne annuelle est 30°C et la valeur minimale journalière reste supérieure à 20°C. La pluviométrie moyenne annuelle est de l'ordre de 600 mm, mais elle a connu une régression dans la période de 1955 à 1985. L'humidité relative est importante. Elle atteint 90% en saison humide et dépasse 60% en saison sèche. Les vents sont généralement modérés et assez réguliers, durant la saison sèche et leur vitesse varie de 2 à 14m/s pendant cette période. En saison humide, ils soufflent en général que l'après midi et leur vitesse moyenne est de l'ordre de 2 à 4m/s. Les types de sol rencontrés sont:

- des sols diors, ferrugineux tropicaux;
- des sols decks, sableux ou sablo-argileux;
- des sols gravillonnaires.

P R E M I E R E P A R T I E
E T A B L I S S E M E N T D E S C O U R B E S I N T E N S I T E S - D U R E E - F R E Q U E N C E

TRAITEMENTS

INTRODUCTION

Le débit de pointe est l'une des plus importantes caractéristiques d'une averse qu'on puisse utiliser dans le design de la plupart des aménagements hydrauliques de manière générale et des égouts pluviaux en particulier.

Les inondations qui ont causé des dommages matériels élevés dans les milieux urbains, voire des pertes en vies humaines ont été relevées à travers l'histoire. Il est donc légitime qu'on ait tenté de développer des méthodes d'estimation des débits de drainage urbain. la méthode la plus ancienne était basée sur des formules empiriques qui incluaient les caractéristiques physiologiques ^{raph} du bassin versant de drainage. Aujourd'hui l'hydrogramme unitaire, la propagation des crues et les analyses de fréquence des crues font partie de l'usage courant d'évaluation des débits de pointe. Cependant la méthode dite **méthode rationnelle** est de nos jours la méthode la plus utilisée par les ingénieurs et tous les spécialistes de l'assainissement. Cette méthode d'une application facile reconnaît que le débit ruisselé est fonction à la fois de l'intensité et de la durée d'un orage; son utilisation exige alors la connaissance du comportement statistique des précipitations dans une région donnée. Ce comportement est exprimé par des courbes où l'intensité est mise en graphique en fonction de la durée de cette précipitation. Le graphique ainsi obtenu est appelé courbe intensité-durée pour la région donnée.

C'est dans le but de compléter le dimensionnement du réseau d'égout

de la ville de THIES et d'aider les ingénieurs qui seront impliqués dans les projets de dimensionnement des ouvrages tributaires des eaux de ruissellement, dans la région de THIES et ses environs, que nous avons décidé d'apporter notre modeste contribution en essayant d'établir les courbes intensité-durée des averses à THIES dans cette première partie de notre étude à partir des précipitations journalières de 1979 à 1990. --> 12 ans

3.1 Les données pluviométriques

Les données hydrologiques en générale et en particuliers celles des précipitations, avec leurs caractères aléatoires peuvent être exprimées en terme de probabilité. C'est ainsi qu'on définit une structure hydraulique par rapport à une averse type possédant certaines caractéristiques prédéfinies. Cette averse type sera à la base des études de conception de la structure. Cette averse de projet est associée à une fréquence; cette fréquence est estimée par des données déjà compilées relatives au phénomène pluvial ainsi qu'aux caractéristiques physiques et météorologiques de la région faisant l'objet du projet.

Dans la pratique, les données de précipitation se trouvent sous forme de :

-précipitation journalière mesurée par l'intermédiaire d'un pluviomètre. Cette précipitation est la somme de toutes les précipitations dues aux phénomènes pluviaux qui se sont produits pendant une journée,

-précipitation mesurée par l'intermédiaire d'un pluviographe donnant pour chaque événement pluvial sa répartition dans le temps.

Cette forme des données de précipitation est d'une importance capitale pour ce qui concerne la transformation **pluie-débit**.

Pour ce qui concerne la conception des structures hydrauliques, on s'intéresse aux phénomènes pluviaux rares. C'est ainsi que parmi toutes les données de précipitations journalières, on s'intéresse aux précipitations journalières maximales. Mais dans le cadre de notre travail, une étude globale des précipitations journalières nous amènera à extraire les courbes **intensité-durée-fréquence (I-D-F)**.

3.2 Traitement informatique des données

Ce traitement consiste essentiellement au calcul des intensités des pluies. Pour une averse donnée, la courbe des intensités en fonction de la durée définit ce qu'on appelle la relation intensité-durée pour l'averse considéré. Cette courbe est connue sous le nom de **hyétogramme**. Les intensités seront alors exprimées en hauteur de pluie par unité de temps soit de manière générale en millimètre par heure (mm/h) et le temps en minute. La méthode utilisée pour les calculs est celle développée par Fair, Geyer et Okun (1). Pour chaque averse de l'annexe 1, cette méthode permet de calculer l'intensité pour une durée T allant de 15 à 240 minutes par pas de 15 minutes. Notons que le pas de 15 minutes est choisi à cause de la facilité offerte par le dépouillement des pluviogrammes.

Pour une averse donnée (annexe 1), avec la liste des hauteurs cumulatives, on calcule par intervalle de 15 minutes la hauteur de pluie interceptée. Si H_T est la hauteur cumulée à la durée T et H_{T+15} la hauteur à la durée $T+15$, la hauteur de pluie interceptée pendant

l'intervalle de 15 minutes est de $H_{T+15} - H_T$; T pouvant varier de 0 à 240 minutes. On obtient une série de valeurs $(H_{T+15} - H_T)$. Par tri on tire le maximum de ces valeurs, soit H_{m15} et on calcule l'intensité à la durée 15 minutes I_{15} .

$I_{15} = H_{m15} \times 60 / 15$ H_{m15} en mm et I_{15} en mm/h. Cette intensité correspond à l'intensité maximale atteinte par la pluie pendant un intervalle de temps de 15 minutes tout au long de sa durée.

Pour la durée de 30 minutes:

$H_{m30} = \max (H_{T+15} - H_{T-15})$ T allant de 15 à 225 par pas de 15

On procède de la même façon pour les autres durées de 45 à 240 minutes. Pour les grandes durées, la hauteur maximale correspond de manière générale à la hauteur cumulative. Vu le caractère fastidieux de ce calcul nous avons repris le programme élaboré par Djibril SARR (2). Ce programme nécessite pour son utilisation l'entrée des hauteurs cumulatives pour une pluie donnée. Le listing de ce programme est en annexe 2. Les tableaux 3.1 à 3.4 donnent un exemple de résultats de l'exécution du programme. On a ainsi obtenu 201 tableaux de ce type. Sur ces tableaux on peut lire, pour une averse donnée, en première colonne les durées et en dernière colonne les intensités pour une durée donnée T.

A partir des tableaux, on a pu procédé au raffinage des données en regroupant dans un même tableau toutes les intensités correspondant à une même durée. On a ainsi les tableaux de l'annexe 3.

Tableau 3.1

RELATION INTENSITE-DUREE
PLUIE DU 10 AOUT 1979

TEMPS A PARTIR DU DEBUT	HAUTEUR CUMULATIVE	INTERVALLE DE TEMPS	HAUTEUR PENDANT L'INTERVALLE	DUREE	HAUTEUR MAXIMUM	INTENSITE
Min	MM	MIN	MM	MIN	MM	MM/H
15	5.0	15	5.0	15	5.0	20.00
30	9.8	15	4.8	30	9.8	19.60
45	11.4	15	1.6	45	11.4	15.20
60	12.0	15	0.6	60	12.0	12.00
75	12.4	15	0.4	75	12.4	9.92
90	12.6	15	0.2	90	12.6	8.40
105	13.6	15	1.0	105	13.6	7.77
120	14.4	15	0.8	120	14.4	7.20
135	14.6	15	0.2	135	14.6	6.49
150	14.8	15	0.2	150	14.8	5.92
165	14.8	15	0.0	165	14.8	0.00
180	14.8	15	0.0	180	14.8	0.00
195	14.8	15	0.0	195	14.8	0.00
210	14.8	15	0.0	210	14.8	0.00
225	14.8	15	0.0	225	14.8	0.00
240	14.8	15	0.0	240	14.8	0.00

Tableau 3.2

RELATION INTENSITE-DUREE
PLUIE DU 18 JUILLET 1979

TEMPS A PARTIR DU DEBUT	HAUTEUR CUMULATIVE	INTERVALLE DE TEMPS	HAUTEUR PENDANT L'INTERVALLE	DUREE	HAUTEUR MAXIMUM	INTENSITE
Min	MM	MIN	MM	MIN	MM	MM/H
15	1.0	15	1.0	15	1.0	4.00
30	1.8	15	0.8	30	1.8	3.60
45	2.2	15	0.4	45	2.2	2.93
60	2.6	15	0.4	60	2.6	2.60
75	3.0	15	0.4	75	3.0	2.40
90	3.4	15	0.4	90	3.4	2.27
105	3.7	15	0.3	105	3.7	2.11
120	3.9	15	0.2	120	3.9	1.95
135	3.9	15	0.0	135	3.9	0.00
150	3.9	15	0.0	150	3.9	0.00
165	3.9	15	0.0	165	3.9	0.00
180	3.9	15	0.0	180	3.9	0.00
195	3.9	15	0.0	195	3.9	0.00
210	3.9	15	0.0	210	3.9	0.00
225	3.9	15	0.0	225	3.9	0.00
240	3.9	15	0.0	240	3.9	0.00

Tableau 3.3

RELATION INTENSITE-DUREE
PLUIE DU 08 JUIN 1979

TEMPS A PARTIR DU DEBUT	HAUTEUR CUMULATIVE	INTERVALLE DE TEMPS	HAUTEUR PENDANT L'INTERVALLE	DUREE	HAUTEUR MAXIMUM	INTENSITE
Min	MM	MIN	MM	MIN	MM	MM/H
15	9.8	15	9.8	15	9.8	39.20
30	15.6	15	5.8	30	15.6	31.20
45	17.6	15	2.0	45	17.6	23.47
60	18.6	15	1.0	60	18.6	18.60
75	18.8	15	0.2	75	18.8	15.04
90	18.8	15	0.0	90	18.8	0.00
105	19.0	15	0.2	105	19.0	10.86
120	19.6	15	0.6	120	19.6	9.80
135	20.6	15	1.0	135	20.6	9.16
150	21.4	15	0.8	150	21.4	8.56
165	22.0	15	0.6	165	22.0	8.00
180	22.4	15	0.4	180	22.4	7.47
195	22.8	15	0.4	195	22.8	7.02
210	23.0	15	0.2	210	23.0	6.57
225	23.0	15	0.0	225	23.0	0.00
240	23.0	15	0.0	240	23.0	0.00

Tableau 3.4

RELATION INTENSITE-DUREE
PLUIE DU 12 JUIN 1979

TEMPS A PARTIR DU DEBUT	HAUTEUR CUMULATIVE	INTERVALLE DE TEMPS	HAUTEUR PENDANT L'INTERVALLE	DUREE	HAUTEUR MAXIMUM	INTENSITE
Min	MM	MIN	MM	MIN	MM	MM/H
15	2.4	15	2.4	15	26.6	106.40
30	2.5	15	0.1	30	39.6	79.20
45	6.1	15	3.6	45	49.4	65.87
60	7.7	15	1.6	60	50.4	50.40
75	7.9	15	0.2	75	51.2	40.96
90	20.9	15	13.0	90	54.8	36.53
105	47.5	15	26.6	105	55.8	31.89
120	57.3	15	9.8	120	57.3	28.65
135	58.3	15	1.0	135	58.3	25.91
150	58.5	15	0.2	150	58.5	23.40
165	58.7	15	0.2	165	58.7	21.35
180	58.9	15	0.2	180	58.9	19.63
195	59.1	15	0.2	195	59.1	18.18
210	59.1	15	0.0	210	59.1	0.00
225	59.1	15	0.0	225	59.1	0.00
240	59.1	15	0.0	240	59.1	0.00

3.3 Etude statistique et calcul des courbes Théoriques

Pour avoir une idée claire sur la méthode utilisée pour le calcul des points expérimentaux des courbes intensité-durée-fréquence dont la base est la linéarité de la variation de la fréquence cumulée entre deux points consécutifs, un rappel théorique sur le classement statistique, sur la fréquence cumulée et sur la période de retour s'impose avant l'analyse statistique proprement dite.

3.3.1 Rappel théorique

3.3.1.1 Le classement statistique

La statistique est une méthode scientifique qui consiste à retenir des données chiffrées sur des ensembles nombreux, puis à analyser, à commenter puis à critiquer les données [3]. Ainsi elle n'a pas pour objet la connaissance des éléments des ensembles dans ce qui fait leur individualité mais dans ce qu'ils ont en commun: il s'agit alors d'obtenir des résultats globaux. Les ensembles objets de la statistique doivent être bien déterminés au sens de la théorie des ensembles: il doit être toujours possible de dire que tel élément est contenu dans tel ensemble. Pour que la statistique puisse s'appliquer à un ensemble, il suffit que l'on puisse du point de vu de l'étude considérée, réaliser une partition de cet ensemble, c'est à dire pouvoir classer ses éléments dans des sous-ensembles disjoints dont la réunion donne l'ensemble lui-même: on définit ainsi des classes disjointes dont la connaissance achève le classement statistique.

3.3.1.2 Calcul de la fréquence cumulée et de la période de retour

La connaissance de la probabilité d'apparition d'un phénomène naturel est nécessaire pour l'ingénieur chargé de la conception d'un ouvrage dont la vie est tributaire du phénomène; car il lui permet d'établir des critères adéquats de design. C'est ainsi que pour une série statistique, on doit pouvoir dire qu'il y a tel nombre de valeurs supérieures ou égales (ou inférieures ou égales) à une valeur donnée. Le calcul de la fréquence cumulée répond à ce genre de question. En général, on procède par simple comptage pour y arriver. Un graphique de fréquence cumulée fait supposer que la variation de cette dernière est linéaire entre deux points consécutifs. C'est là une hypothèse fondamentale.

La connaissance de la fréquence d'apparition d'un phénomène observé dans le passé permet de calculer sa période de retour ou période de récurrence T_r . En effet si le nombre d'observations est grand, cas où on tend vers la loi de distribution de la population, on peut admettre que la fréquence d'apparition d'une valeur dans le passé devienne identique à la probabilité qu'a cette valeur de se produire dans le futur. Cette probabilité peut s'écrire:

$$p=1/T_r \quad (3.1)$$

p = probabilité d'obtenir une grandeur plus grande ou égale

T_r = temps de récurrence

La période de récurrence est l'intervalle moyen en année entre les événements dont la grandeur égale ou dépasse celle de l'événement considéré. Connaissant maintenant la période de récurrence T_r d'un phénomène observé pendant N années dans le passé, on peut calculer sa fréquence cumulée (ou le nombre de fois il apparaît) par la

formule:

$$F = N/T_r \quad (3.2)$$

F = fréquence cumulée

N = nombre d'années d'observations

T_r = temps de récurrence

Cette relation est utilisée pour le calcul de F. N et T_r étant fixés

3.3.2 Analyse statistique des données traitées

Les données traitées se présentent sous la forme de seize (16) ensembles notés A_T (voir annexe 3) dont la définition est la suivante:

A_T = ensemble des intensités de précipitation à la durée T, avec T variant de 15 à 240 minutes par pas de 15 minutes.

La partition de cet ensemble nous a permis d'obtenir 23 sous-ensembles A_{TI} définis de la façon suivante:

A_{TI} = ensemble des intensités de précipitation supérieures ou égales à I à la durée T, I variant de 5 à 115 mm/h par pas de 5 mm/h.

La connaissance de A_T et de A_{TI} définit parfaitement le classement statistique de la population. Le phénomène qui a permis ce classement est: "intensité supérieure ou égale à I à la durée T". Ce phénomène est quantifiable car pouvant être représenté par un nombre, le nombre de précipitations dont l'intensité à la durée T est supérieure ou égale à I.

Chaque sous-ensemble A_{TI} est quantifié par le cardinal de A_{TI} (Card ATI) ce qui représente sa fréquence cumulée ou encore son nombre total d'apparition pendant les 12 années d'observation. Pour chaque

durée de l'annexe 3, on a mesuré le cardinal de chaque sous-ensemble A_{T_i} par simple comptage et le résultat est donné dans le tableau 3.5 .

On remarque dans ce tableau que seules les fréquences cumulées des extrémités de classe sont parfaitement connues. A partir du tableau on peut lire par exemple que le nombre de précipitations dont l'intensité, à la durée 15 minutes est supérieure ou égale à 40 mm/h est 52. Soit donc $\text{Card } A_{15-40} = 52$.

3.3.3 Calcul des courbes "expérimentales"

3.3.3.1 Méthode de calcul

Entre deux points du graphique de la figure 3.1, on peut faire une interpolation linéaire pour obtenir la valeur de l'intensité à une fréquence cumulée donnée. Cependant au lieu de faire un graphique pour chaque durée T de 15 à 240 minutes soit au total seize (16) graphiques, on fera l'interpolation directement à partir du tableau 3.5.

Pour le calcul des points expérimentaux, on a utilisé les périodes de retour de 1, 2, 5 et 10 ans recommandés pour le design des égouts pluviaux, des fossés de drainage et des ponts sur routes. En utilisant la formule $F = N / T_r$, on calcul pour chaque période de retour la fréquence cumulée. Une fois les fréquences connues, on calcule pour chaque durée l'intensité correspondant à la fréquence considérée si cette dernière n'est pas l'extrémité d'une classe, cas où l'intensité est lue directement sur le tableau 3.5. Pour chaque durée, le même calcul permet d'avoir la durée. Les résultats pour chaque période de retour sont donnés aux tableaux 3.6 à 3.9

Courbe des fréquences cumulées

pour la durée 15 minutes

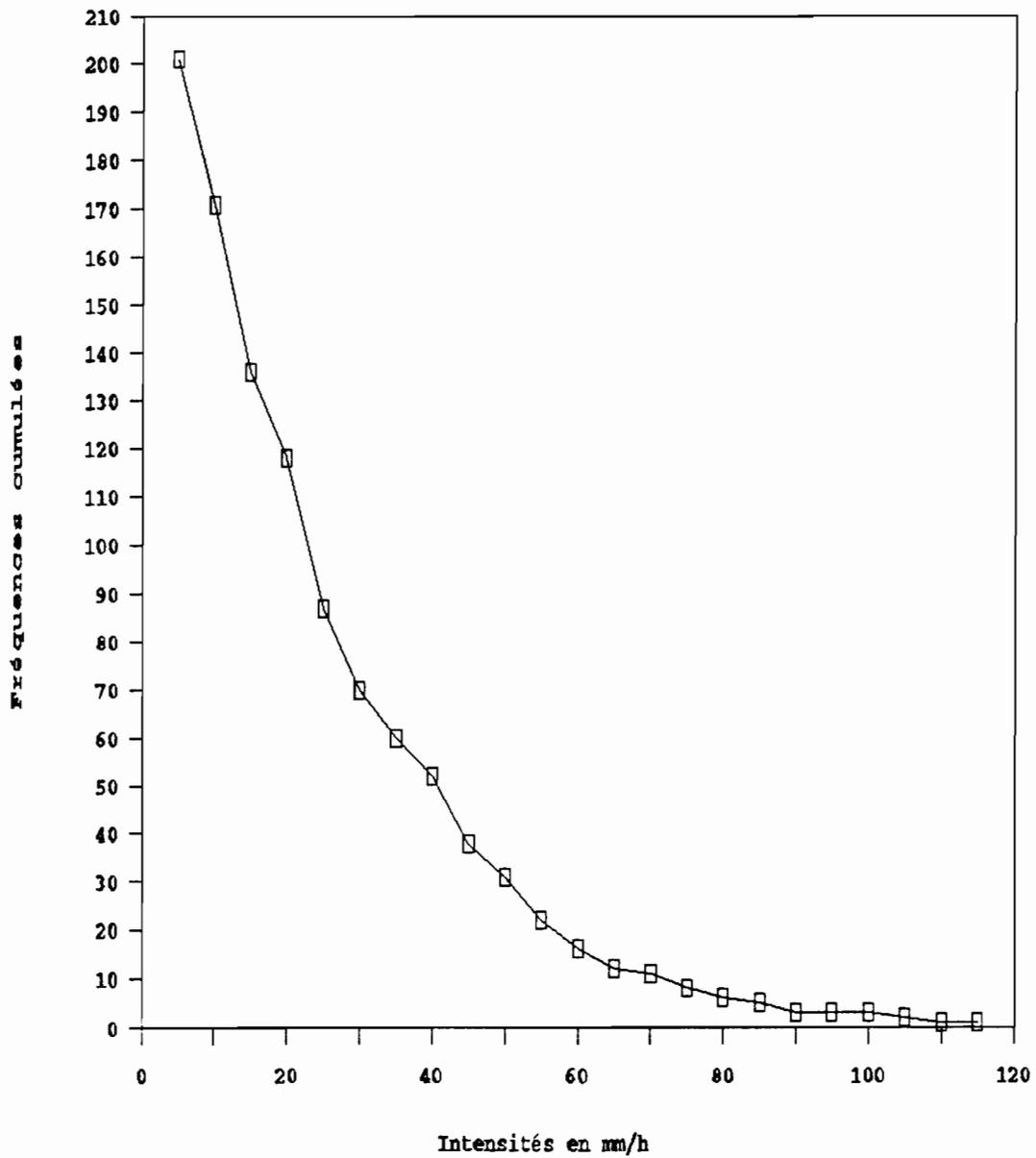


Figure 3.1

sous forme de points (T,I) pour le tracé des courbes expérimentales.

3.3.3.2 Résultats des calculs

Avant de présenter les résultats pour chaque période de retour, on donne ici un exemple de calcul permettant de trouver deux points de la courbe $T_r = 1$ an.

Exemple n° 1 : Durée T = 45 minutes

$N = 12$ (nombre d'années d'observation)

$T_r = 1$ donc $F = N / T_r$ soit $F = 12$

$F = 16$ $I = 35$ mm/h (voir tableau 3.5)

$F = 12$ $I = ?$

$F = 10$ $I = 40$ mm/h

En interpolant on a: $I = 70 + (35 - 40) \times (12 - 10) / (16 - 10)$
soit $I = 38.3$ mm/h

Exemple n° 2 : Intensité I = 15 mm/h

$F = 13$ $T = 135$ min (voir tableau 3.5)

$F = 12$ $T = ?$

$F = 10$ $T = 150$ min

En procédant à une interpolation linéaire on a:

$T = 135 + (150 - 135) \times (13 - 12) / (13 - 10)$

soit $T = 140$ minutes

Points expérimentaux

Tableau 3.6 Période de retour T= 1 an

t (min)	I (mm/h)	t (min)	I (mm/h)
15.00	65.00	198.00	10.00
30.00	50.00	140.00	15.00
45.00	38.30	78.80	25.00
60.00	31.40	63.80	30.00
75.00	26.30	51.70	35.00
90.00	22.50	43.00	40.00
105.00	20.00	36.90	45.00
120.00	16.10	25.70	55.00
135.00	15.60	21.70	60.00
150.00	13.90		
165.00	12.50		
180.00	12.30		
195.00	10.50		
210.00	9.00		
225.00	8.50		
240.00	7.50		

Tableau 3.7 Période de retour T= 2 ans

t (min)	I (mm/h)	t (min)	I (mm/h)
15.00	80.00	232.50	10.00
30.00	61.70	130.70	20.00
45.00	44.00	67.50	35.00
60.00	36.70	55.00	40.00
75.00	30.00	43.80	45.00
90.00	25.00	41.80	50.00
105.00	24.30	37.50	55.00
120.00	19.40	35.00	60.00
135.00	18.90	26.30	65.00
150.00	17.90	25.70	70.00
165.00	16.30	22.50	75.00
180.00	15.00		
195.00	13.20		
210.00	11.70		
225.00	11.00		
240.00	9.60		

Points expérimentaux

Tableau 3.8 Période retour T=5 ans

t (min)	I (mm/h)	t (min)	I (mm/h)
15.00	103.00	193.50	15.00
30.00	79.00	169.50	20.00
45.00	64.00	124.50	25.00
60.00	53.00	113.00	30.00
75.00	43.00	99.00	35.00
90.00	38.00	84.00	40.00
105.00	34.00	72.00	45.00
120.00	26.50	64.50	50.00
135.00	22.67	57.00	55.00
150.00	21.50	53.00	60.00
180.00	18.60	42.00	65.00
195.00	14.82	38.00	70.00
210.00	14.67	38.00	75.00
225.00	14.60	28.50	80.00
		24.75	85.00
		19.50	90.00

Tableau 3.9 Période de retour T = 10 ans

t (min)	I (mm/h)	t (min)	I (mm/h)
15.00	111.00	178.50	20.00
30.00	84.00	133.50	25.00
45.00	73.00	129.00	30.00
60.00	59.00	73.50	50.00
75.00	49.00	59.00	60.00
120.00	29.50	44.00	70.00
135.00	24.67	44.00	75.00
150.00	24.50	19.25	85.00
180.00	19.80	18.50	90.00

3.3.3.3 Courbes "expérimentales"

Avec les points expérimentaux (tableaux 3.6 à 3.9) on a tracé les courbes "expérimentales" de la figure 3.2. Ces courbes ont été obtenues en reliant les points qui traduisent le phénomène des intensités de précipitation.

A partir des courbes "expérimentales", nous avons choisit la loi d'ajustement de Talbot afin d'établir une relation analytique entre le temps et l'intensité pour chaque période de retour. Ce choix a été fait à partir de l'allure des courbes "expérimentales" de la figure 3.2.

Talbot a proposé en 1904 une expression (4):

$$i = a / (t + b) \quad (3.3)$$

où i = intensité moyenne maximum et t la durée.

Les paramètres a et b résultent de l'ajustement mathématique des courbes "expérimentales", et dépendent de la station d'observation et pour une même station, ces paramètres dépendent de la période de retour choisie.

3.4 Calcul des courbes ajustées à la loi de Talbot

Avec l'expression 3.3 de l'équation des courbes I-D-F, le temps t est la durée de l'intervalle où la précipitation est la plus intense. Il s'agit ici de calculer les paramètres a et b de l'équation pour les périodes de retour de 1, 2, 5 et 10 ans. La méthode de calcul consiste à transformer l'expression (3.3) en une expression linéaire de la forme:

$$t = (1/i) \times a - b \quad (3.4)$$

Courbes I-D-F expérimentales

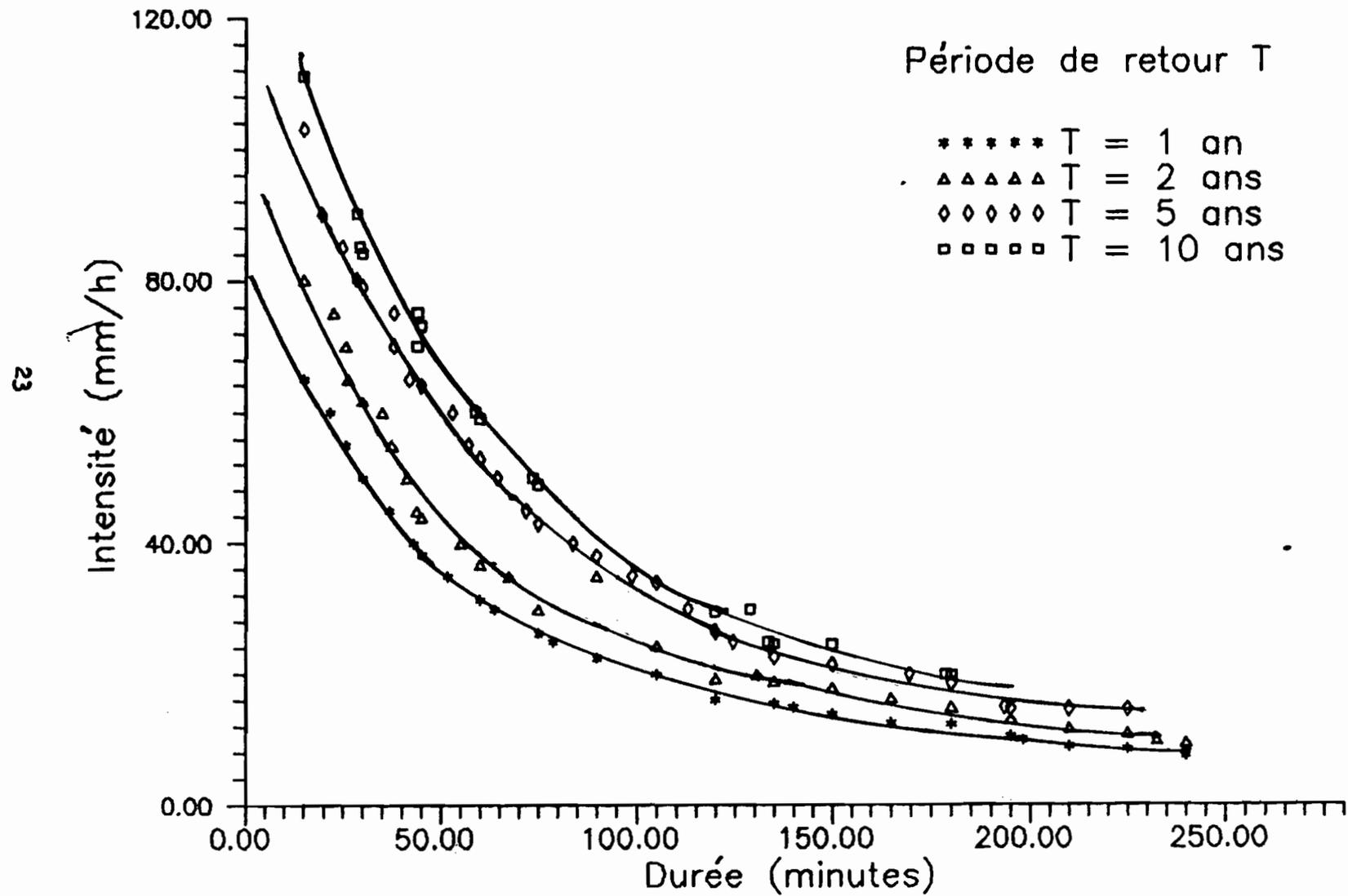


Figure 3.4

Cette expression représente l'équation d'une droite dont la pente est a et l'ordonnée à l'origine est $-b$. Pour chaque période de retour, la détermination de ces paramètres est faite par une régression linéaire sur les points expérimentaux; en traçant le temps t en fonction de l'inverse de l'intensité de pluie. Cette étude nous a permis d'établir le tableau 3.10 qui donne dans sa cinquième colonne les équations des courbes I-D-F à Thiès.

Les figures 3.3 à 3.6 nous montrent pour chaque période de retour la disposition des points expérimentaux par rapports à la courbe théorique. L'analyse de ces différentes courbes montre que pour une même durée, et pour chaque période de retour, les valeurs expérimentales sont en générale proches des valeurs analytiques des intensités pour des temps assez élevés par contre pour des temps un peu faible, l'écart devient assez important. Les courbes

I-D-F dont les équations sont données au tableau 3.10 sont réunies sur la figure 3.7 sans les points expérimentaux.

Tableau 3.10: Paramètre a et b pour les périodes de retour 1,2,5 et 10 ans.

Tr	a	b	coef de correlation	Equations
1	2010	4	0.98	$i = 2010 / (t+4)$
2	2572	9	0.99	$i = 2572 / (t+9)$
5	3300	11	0.99	$i = 3300 / (t+11)$
10	3862	12	0.98	$i = 3862 / (t+12)$

Courbes I-D expérimentale et théorique

pour la période de retour de 1 ans

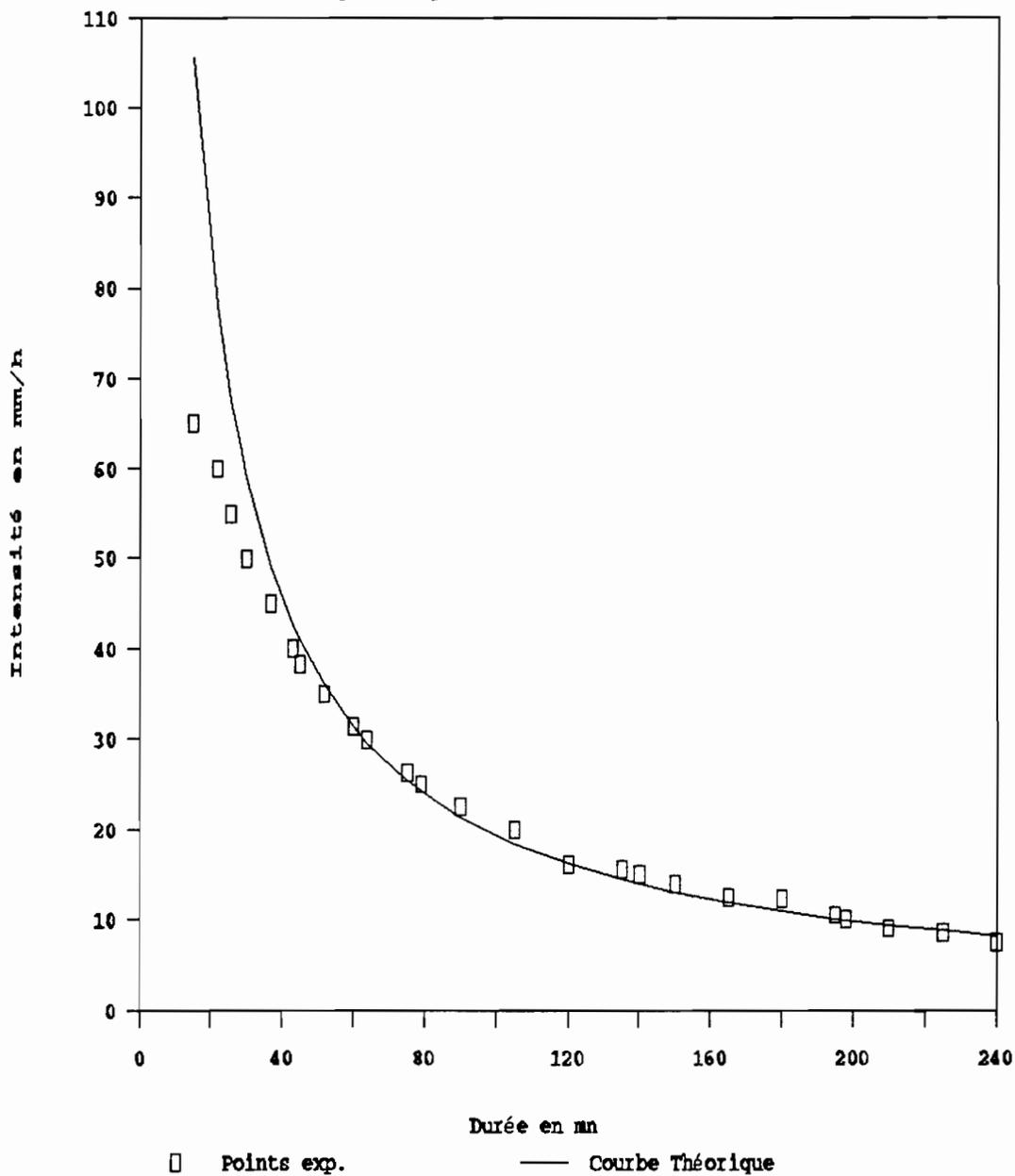


Figure 3.3

Courbes I-D expérimentale et Théorique

pour la période de retour 2 ans

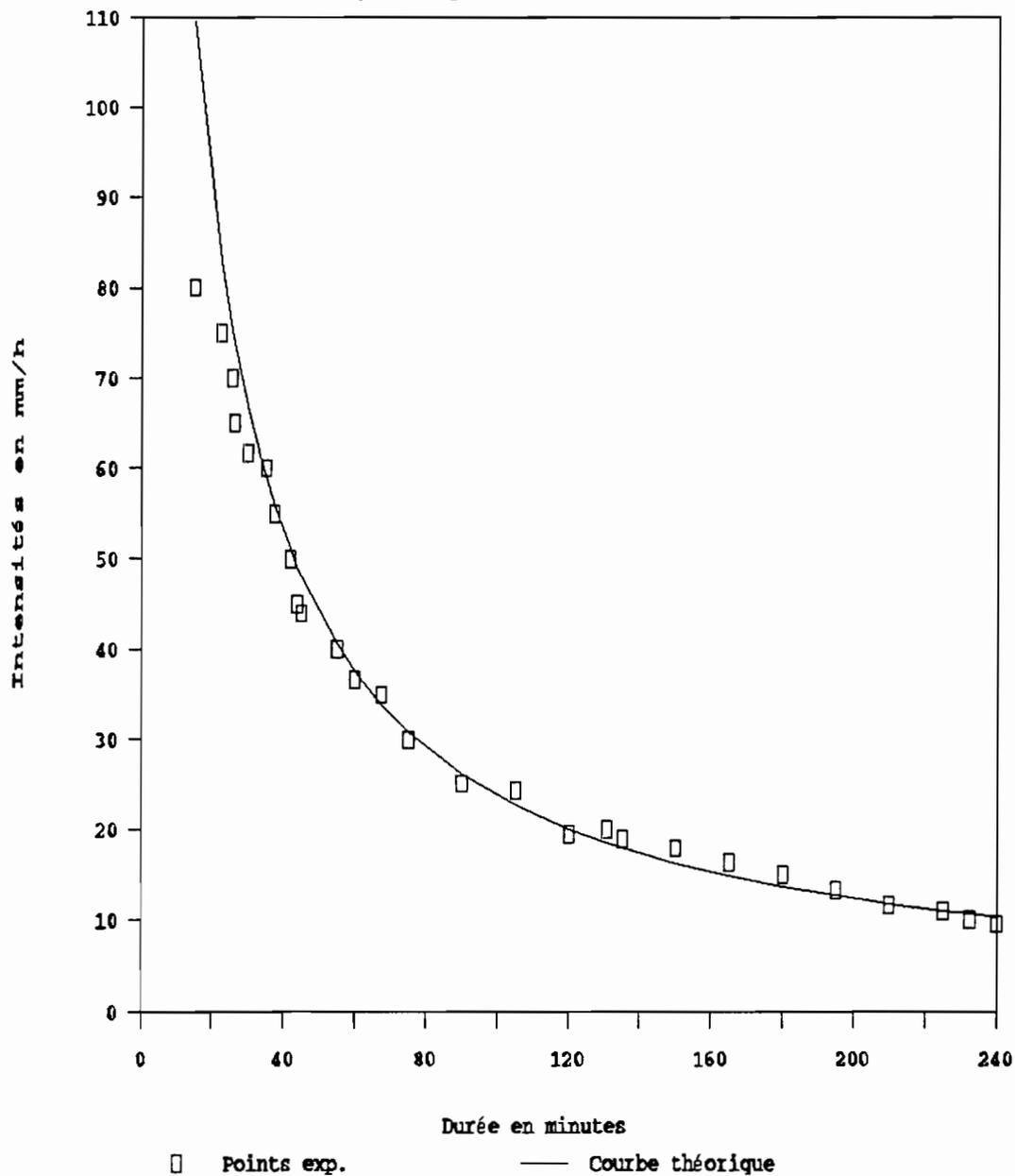


Figure 3.4

Courbes théorique et expérimentale

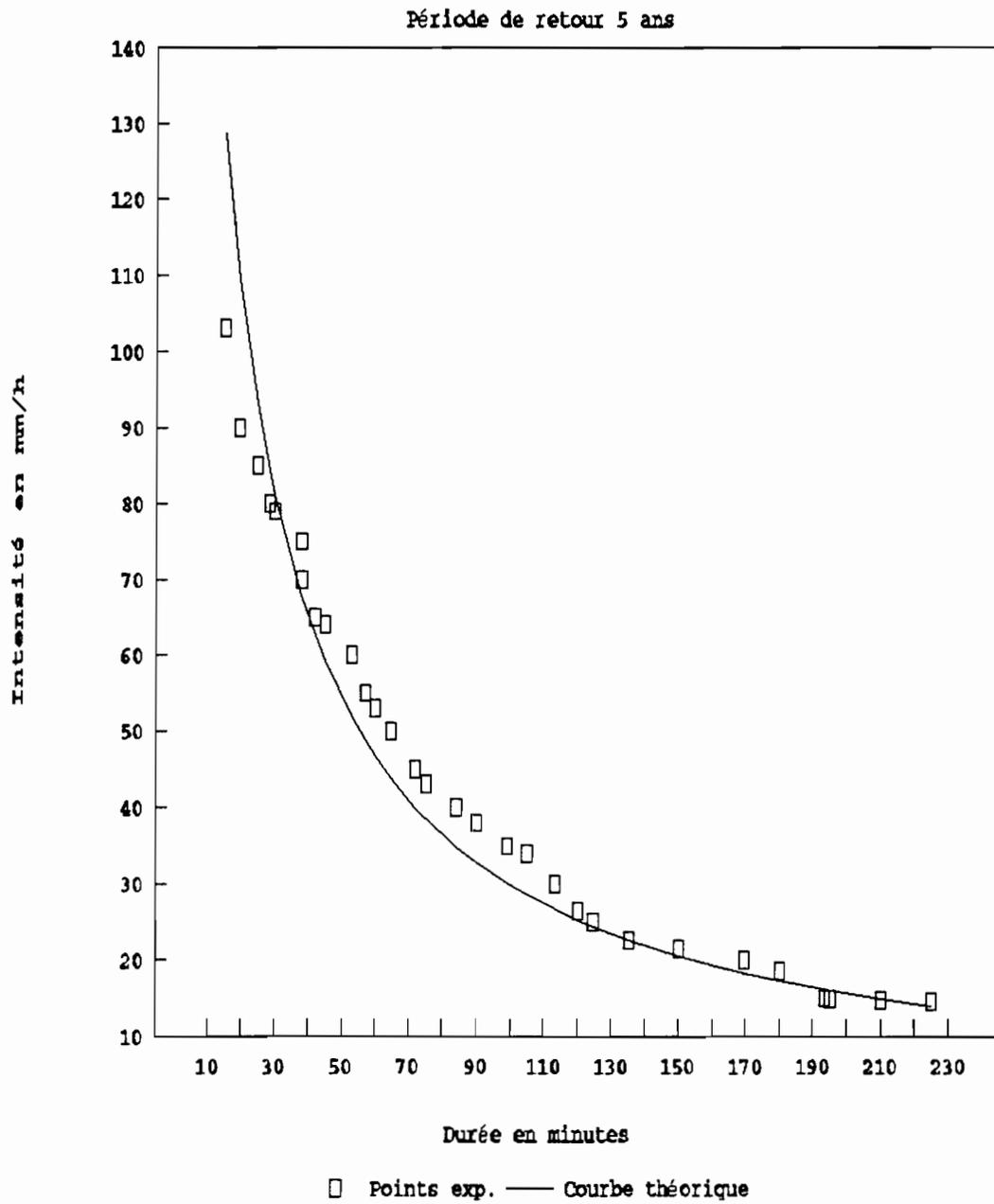


Figure 3.5

Courbes I-D expérimentale et théorique

pour la période de retour 10 ans

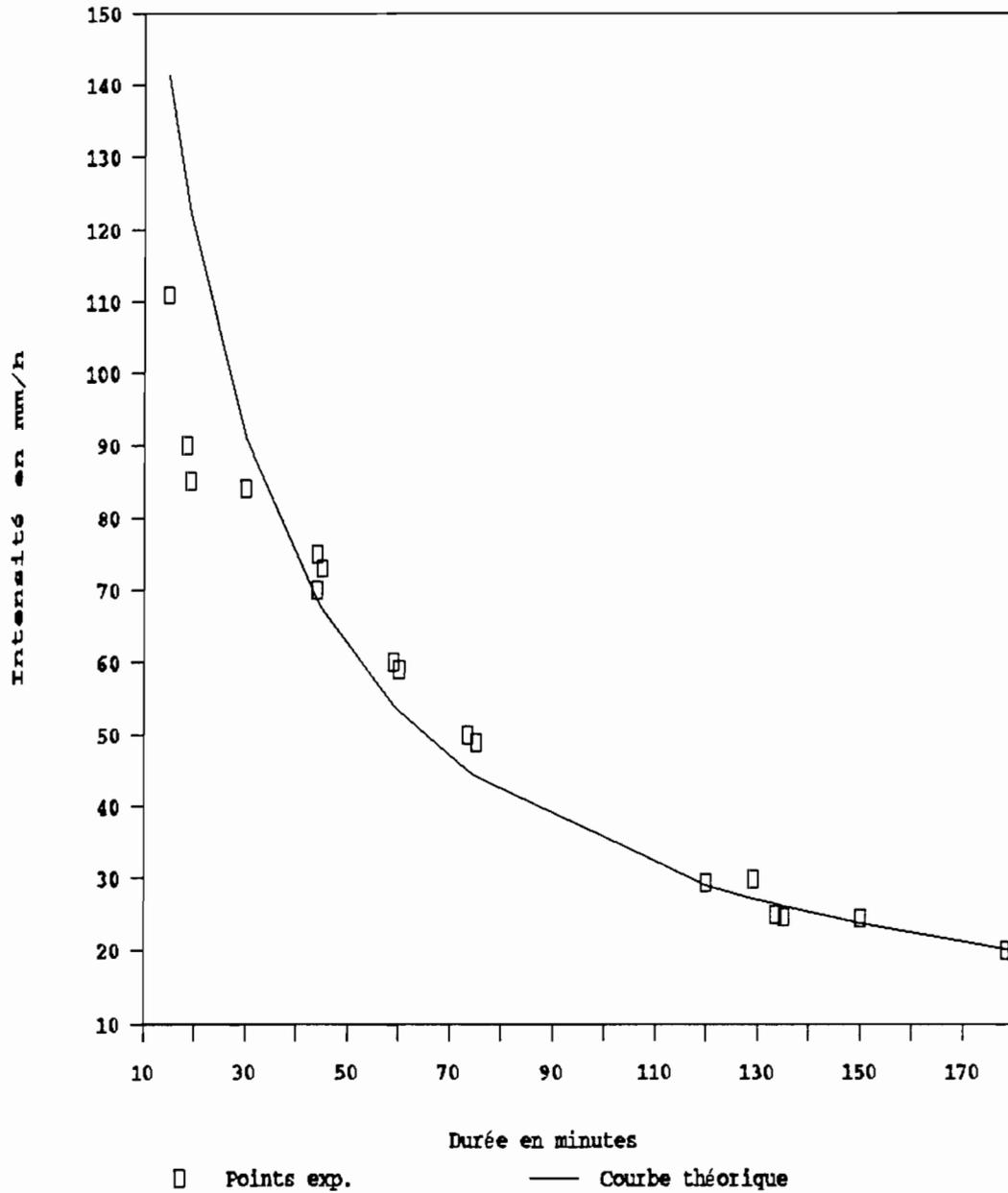


Figure 3.6

Courbes I-D-F théoriques de THIES

pour les période 1, 2, 5, et 10 ans

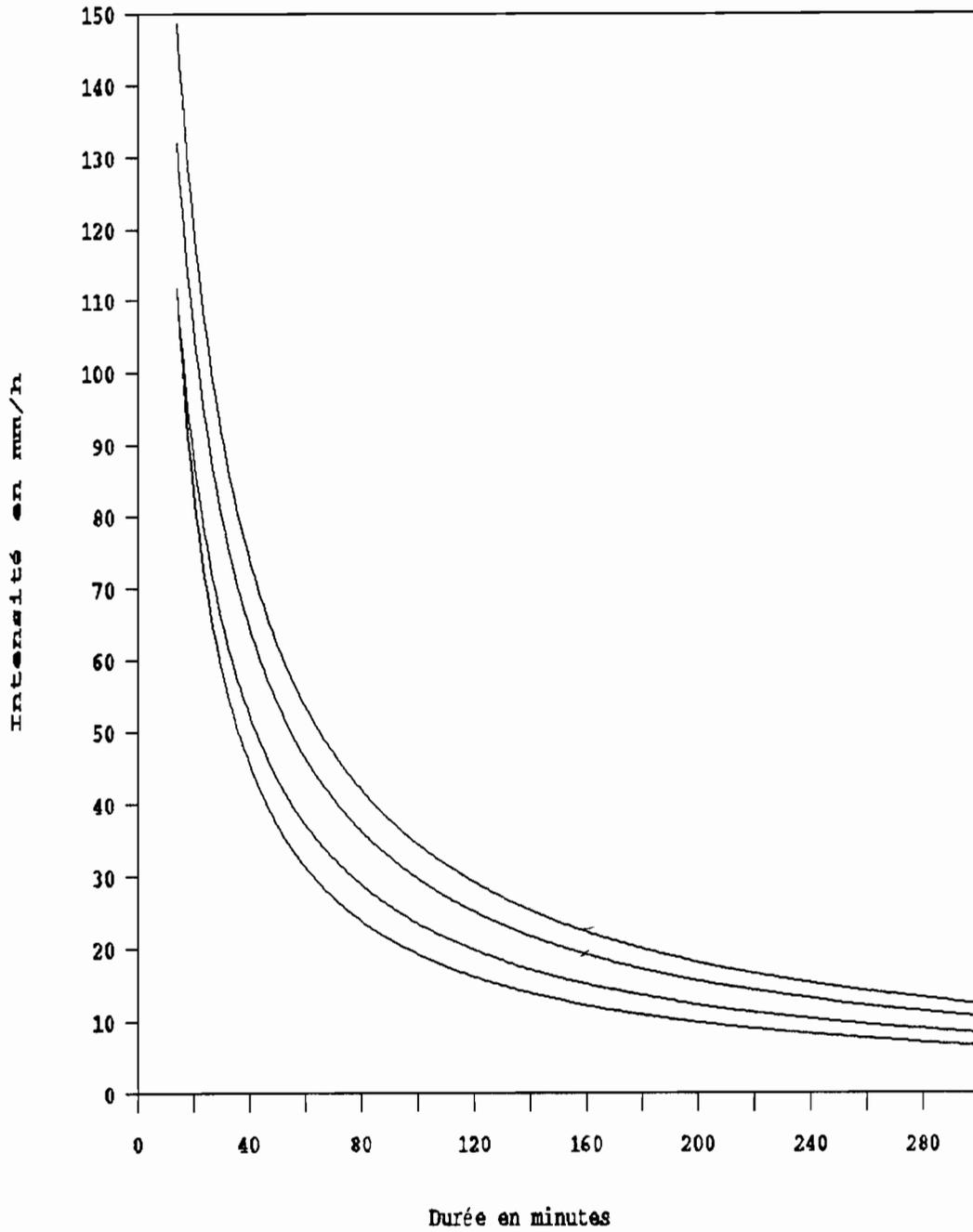


Figure 3.7

3.5 Comparaison des intensités obtenues de la courbe de CIEH et celles calculées à partir des courbes I.D.F tracées.

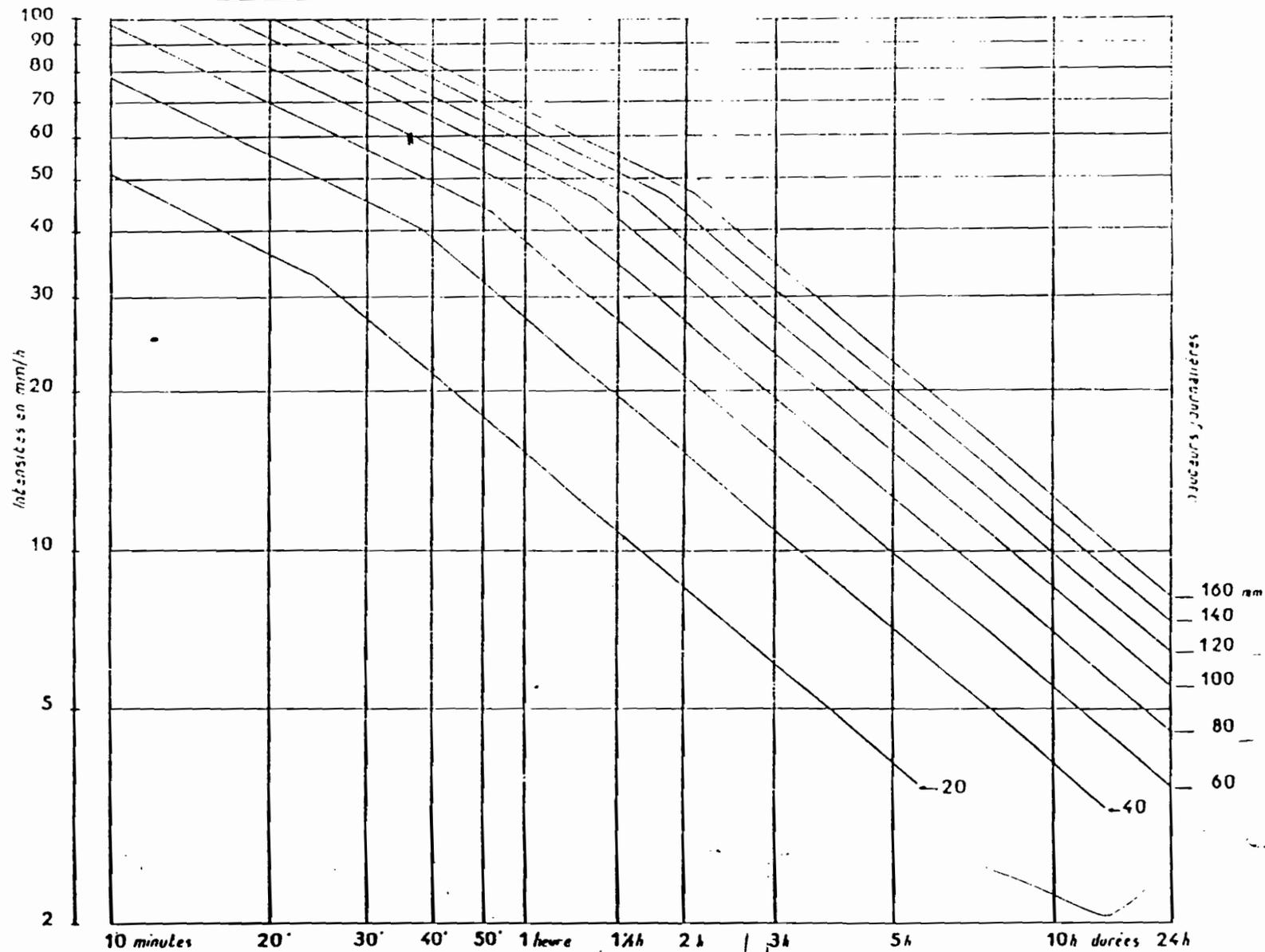
La courbe I.D.F établie par la CIEH étant utilisée pour la vérification, que le design du nouveau réseau à cause de manque de données au début du projet, il est nécessaire qu'après le traçage de celles propres à la ville, de comparer les deux valeurs afin d'en déduire les écarts. Le tableau suivant donne quelques de leurs valeurs.

Tableau 3.11 : Tableau de comparaison des courbes tracée et CIEH

Durée	15	30	60	120	240
Intensité de courbe CEIH	130	89	57	40	25
Intensité de la courbe tracée $I=3300/(t+11)$	126	81	47	25	13

On constate que les valeurs de la courbe de CIEH sont toujours supérieures à celles de la courbe tracée pour la période de retour 5 ans. En effet les courbes de CEIH pour le SENEGAL sont établies à partir de celles de BAMAKO à la figure 7.2 et de plus les courbes pour les hauteurs journalières de 120 à 160 min sont extrapolées. Mais pour les temps faibles de concentration obtenus au cours du dimensionnement, les écarts sont faibles, donc l'effet sera faible sur les débits. Néanmoins, on est en sécurité dans le

Courbes intensités-durées
région de Bamako



31

01/05/63	Ao	DATE 3.6.1963	DESSINE Gallienne J.	SÉN. 41 053
----------	----	---------------	----------------------	-------------

Figure 3.8 : Courbes intensités - durées (Région de Bamako)

dimensionnement même si économiquement, la situation est défavorable.

3.6 Conclusion

Les courbes I-D-F ainsi établies pour la ville de THIES, constituent un instrument primordial dans la gestion des eaux de ruissellement surtout en milieu urbain. Les valeurs des paramètres a et b des équations des courbes I-D-F de Thiès ne sont valables que pour la station de Thiès et a priori on ne peut les étendre à d'autres stations. Mais en cas de nécessité on peut les utiliser, avec prudence, à des régions présentant une pluviométrie semblable à celle de Thiès.

D E U X I E M E P A R T I E

ETUDE DU RUISSELLEMENT

4.1 Présentation des données topographiques

L'étude du ruissellement implique une connaissance précise de la topographie du terrain, qui grâce au principe selon lequel l'eau ruissellée descend toujours les pentes est l'élément déterminant pour la connaissance des directions empruntées par les eaux de ruissellement.

Les données topographiques peuvent se présenter sous deux formes:

-les courbes de niveau qui relient les points d'égale altitude dans une zone donnée;

-les points cotés qui sont des points connus dont les altitudes sont marquées sur le plan.

Pour notre région, toutes ces données sont disponibles et nous sont fournies par le service hydraulique de la région de Thiès.

Nous avons disposé :

- des plans généraux à échelle de 1/10000 présentant les courbes de niveau à tous les cinq mètres. Ceux-ci nous ont permis d'évaluer les surfaces tributaires de tous les collecteurs et antennes;

-des plans partiels à échelle de 1/2000 comportant des points cotés et des courbes de niveau à chaque mètre, à partir desquels nous avons déterminé les profils en long de tous les collecteurs et leurs antennes projetés. Tous ces profils et plans se trouvent en annexe 6. Les collecteurs sont notés EPn et se jettent dans les canaux principaux notés EPI. Les antennes sont notées EPn.m et se jettent dans les collecteurs. Une antenne qui se jette dans une autre antenne est notée EPn.m.t.

Un schéma d'illustration est donné à la figure 4.1 ci-dessus.

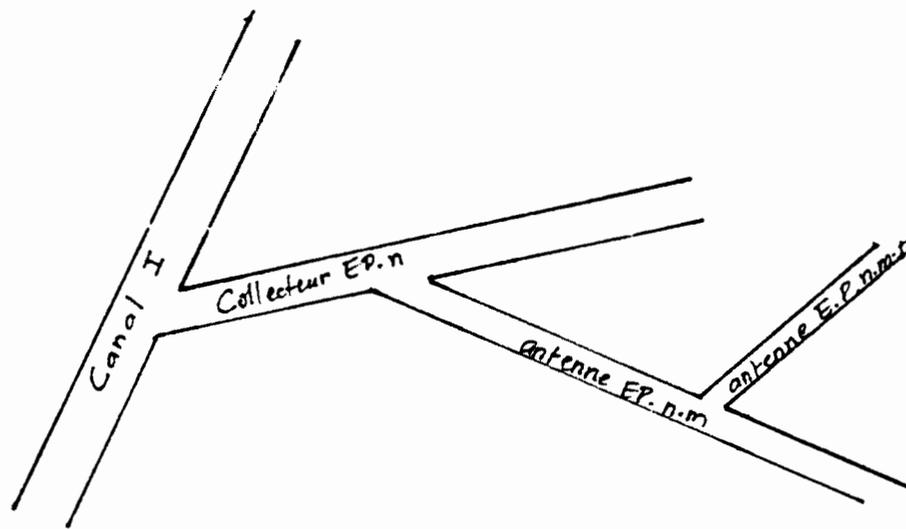


Figure 4.1 : Schéma d'illustration des dénominations des collecteurs.

4.2 Présentation des ouvrages d'assainissement existants

Le réseau d'évacuation des eaux pluviales de la ville de Thiès est relativement simple et de faible densité. En effet, il est constitué d'un canal principal, de quelques collecteurs et antennes, hérités presque tous de la période coloniale. Ce réseau a été l'objet d'une étude faite en 1977 par ITALCONSULT pour l'an 2000 dont une très faible partie a été réalisée. Ces éléments matérialisés sur le plan RG 1 en annexe 4 sont décrits ci-dessous:

- Le canal principal EPI à ciel ouvert en terre, situé à l'extérieur du développement urbain prévu pour l'an 2000. Il part du village des peuls derrière l'EPT, traverse le camp militaire et passe derrière le quartier HLM DIAKHAO pour aboutir à la sortie de Thiès sur la route de Tivaouane. Il permet l'écoulement des eaux venant des villages voisins. Il est de section trapézoïdale, de largeur à la base variant de 1 à 8 m, de hauteur en tronçon final de 2.60 m et s'étend sur environ 10 Km. La pente du talus est 34° et la pente du thalweg varie de 0.2% à 1.20%.

-Le collecteur EP1 traverse le quartier DIAKHAO et la mission catholique dont une partie est à l'intérieur de la ville et une autre à l'extérieur de la ville. Le tronçon se trouvant à l'intérieur en béton, s'étend sur 280 m. Il est couvert, de section rectangulaire, de hauteur 1.70 m, de base 2.40 m. La pente du talweg varie entre 0.3% et 0.4%. Le tronçon se trouvant à l'extérieur en terre à ciel ouvert, s'étend sur environ 1390 m. Sa section trapézoïdale, de hauteur 1.60 m, de largeur à la base 3 m. La pente du talus est de 45° et celle du talweg de 0.1% . Dans ce collecteur, viennent se jeter les antennes:

* EP1.4 qui longe le dispensaire et traverse le quartier ESCALE. Elle est de section carré de côté 1.50 m et s'étend sur environ 1150 m. La pente du talweg varie de 0.06% à 0.445% .

* EP1.5 et 1.5.1 traversant Diakhao de section trapézoïdale de hauteur 1.37 m, de largeur à la base 1.15 m et de largeur au sommet de 2.20 m. Elles s'étendent sur 1135 m. La pente du talus varie de 0.070% à 1.90% .

* EP1.6 traversant la cité SMDR et HLM ROUTE DE DAKAR, de section trapézoïdale, de hauteur 1 m, de largeur à la base 1.50 m et de largeur au sommet 2.80 m. Elle s'étend sur 600 m. La pente du talus varie de 0.229 % à 1.5%.

-EP1.2 passant par la place de France et longeant l'avenue LAMINE GUEYE et s'étendant sur 1760 m. Elle est de section trapézoïdale, de largeur à la base et largeur au sommet variant respectivement de 1.60 m à 4.00 m et 1.80 m à 5.50 m. La profondeur varie de 0.92 m à 1.20 m. La pente du talus est 2.3° et celle du talweg varie de 0.287% à 1.35% . Dans cette antenne, viennent se jeter les

antennes:

* EP 1.2.1 traversant le quartier ESCALE s'étendant sur 600 m. Elle est de section rectangulaire, de hauteur 0.73 m et de base 0.50 m. La pente du thalweg varie de 0.160% à 1%.

* EP 1.2.2 traversant AIGLONS s'étendant sur 508 m, de section rectangulaire, de hauteur et de base variant respectivement de 0.70 m à 0.90 et 1.35 m à 1.80 m. La pente du thalweg varie 0.2% à 0.629% .

* EP1.2.3 longeant l'avenue LAMINE GUEYE s'étendant sur 490 m. Elle est de section trapézoïdale, de hauteur 1 m, de largeur à la base 0.95 m et de largeur au sommet de 1.03 m. La pente du talus est de 2.3° et celle du thalweg varie de 0.642% à 1.260% .

* EP1.2.6 traversant RANDOULENE NORD, s'étend sur 200 m. Elle est de section rectangulaire de hauteur 1 m et de base 1.05 m. La pente du thalweg varie de 0.07% à 1.829% .

- Enfin le collecteur EP2 traversant RANDOULENE SUD et s'étendant sur 690 m. Il est de section trapézoïdale de hauteur 1.00 m, de largeur à la base 0.95 m et de largeur au sommet de 1.03 m. La pente du talus est 2.3° et celle du thalweg varie de 0.019% à 1.370%. Dans ce collecteur, vient se jeter l'antenne:

* EP2.5 s'étendant sur 980 m, de section rectangulaire, de hauteur et base variant respectivement de 0.60 m à 0.80 m et de 1.05 m à 1.80 m. La pente du thalweg varie de 0.374% à 1.422% .

Toute étude d'un réseau d'assainissement nécessite à l'étape initiale, la détermination des débits d'eaux pluviales ou d'eaux usées à évacuer. Le problème d'évaluation des débits pluviaux dans les bassins versants a fait depuis longtemps l'objet de nombreuses études théoriques et plusieurs méthodes sont développées. La plupart de ces méthodes sont fondées sur le principe de transformation de la pluie en débit et analysent le phénomène plus ou moins complètement à l'aide des paramètres comme:

- les précipitations et des variables qui définissent les averses (la hauteur d'eau, l'intensité moyenne),
- les caractéristiques des bassins versants et des systèmes hydrauliques telles que le temps de concentration, la pente du terrain, la durée du stockage sur le sol et dans les canalisations au début de l'averse,
- le coefficient de ruissellement.

Dans ce paragraphe, nous nous bornerons à présenter succinctement la méthode utilisée, qui est la méthode rationnelle, car elle est parmi celles parcourues (méthode de l'hydrogramme unitaire, méthodes de ORSTOM et CIEH) la plus adaptée au milieu urbain.

5.1 La méthode rationnelle

La méthode rationnelle consiste à estimer les débits à partir d'un découpage du bassin versant en secteur $b_1, b_2, \dots, b_j, \dots, b_n$ limités par des lignes isochrones telles que l'eau tombant sur le secteur b_j (respectivement $b_2, b_3, \dots, b_j, \dots, b_n$) arrive à l'exutoire au bout d'un temps δt (respectivement

$2\delta t, 3\delta t, \dots, j\delta t, \dots, n\delta t$) ainsi que le montre la figure 5.1
 Supposons qu'il tombe sur la zone b_j , une averse d'intensité uniforme I et de durée δt . Soit C_j le coefficient de ruissellement sur b_j . L'évolution du débit $Q(t)$ mesuré à l'exutoire est:

$$\begin{aligned} t=0, \quad Q(0) &= 0 \\ t=\delta t, \quad Q(t_1) &= C_1 \times b_1 \times I \\ t=2\delta t, \quad Q(t_2) &= C_2 \times b_2 \times I \\ t=n\delta t, \quad Q(t_n) &= C_n \times b_n \times I \end{aligned}$$

avec:

$$\begin{aligned} Q &\text{ en } [L^3T^{-1}]; \\ C &\text{ en } [1]; \\ b &\text{ en } [L^2] \\ I &\text{ en } [LT^{-1}] \end{aligned}$$

Le temps t_n , temps mis par la goutte la plus éloignée hydrauliquement pour atteindre l'exutoire du bassin est noté t_c appelé temps de concentration du bassin. L'hydrogramme obtenu pour cette pluie de durée t est donné à la figure 5.2

Si l'averse dure $2\delta t$ avec la même intensité I , on obtiendra l'hydrogramme correspondant en ajoutant aux ordonnées de l'hydrogramme précédent, celles d'un hydrogramme identique dont les abscisses sont décalées de δt vers la droite par rapport aux précédents. Les débits à l'exutoire sont:

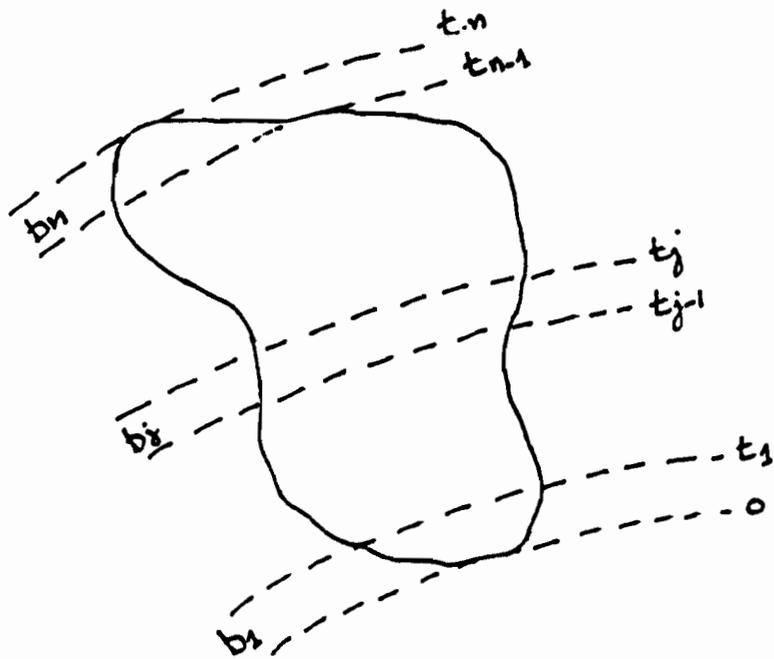


Figure 5.1 : Bassin de drainage

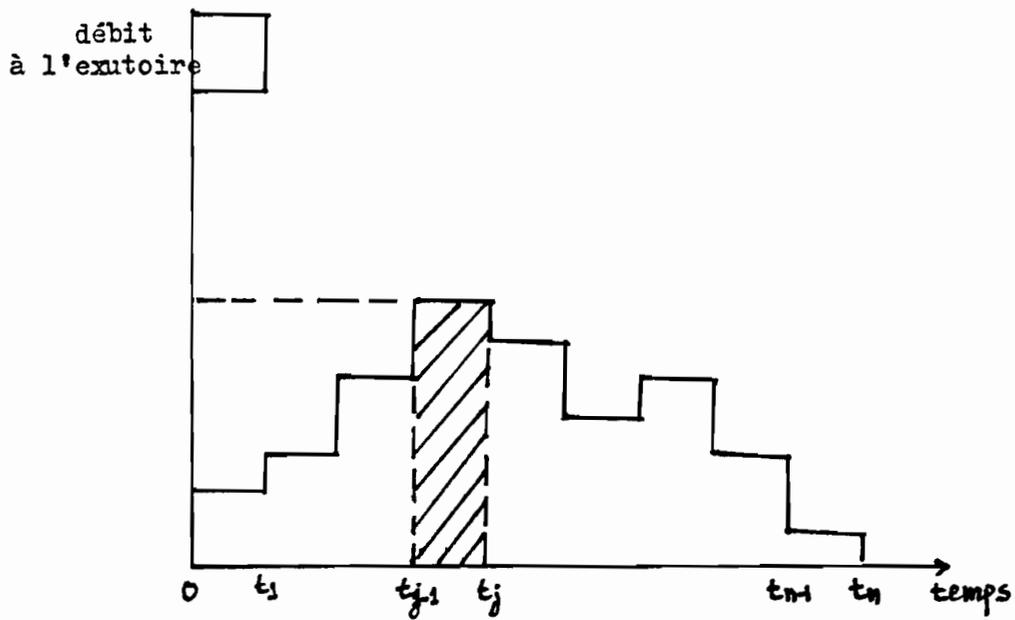


Figure 5.2 : Hydrogramme de ruissellement

$$\begin{aligned}
Q(0) &= 0 \\
Q(t_1) &= C_1 \times b_1 \times I \\
Q(t_2) &= C_1 \times b_1 \times I + C_2 \times b_2 \times I \\
Q(t_n) &= C_{n-1} \times b_{n-1} \times I + C_n \times b_n \times I
\end{aligned}$$

Si l'averse dure $n \delta t$, c'est à dire t_c , on a alors à l'exutoire:

$$\begin{aligned}
Q(0) &= 0 \\
Q(t_1) &= C_1 \times b_1 \times I \\
Q(t_k) &= \sum C_k \times b_k \times I \\
Q(t_n) &= \sum C_k \times b_k \times I
\end{aligned}$$

Donc pour une averse de durée égale au temps de concentration, tout le bassin contribue à l'exutoire et le débit est égal à

$$\sum C_k \times b_k \times I$$

En posant $CA = \sum C_k \times b_k$, avec C le coefficient de ruissellement moyen et A la surface drainée, on retrouve la formule sous sa forme connue pour une intensité uniforme I de l'averse:

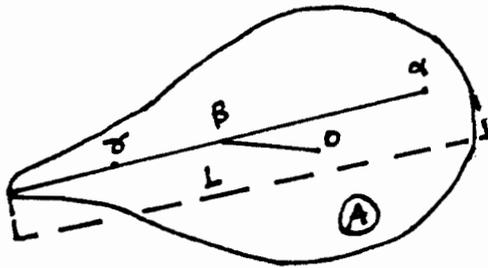
$$Q = CIA \quad (5.5)$$

Cependant, si l'on tient compte que l'intensité n'est pas uniforme, c'est à dire l'averse a un épïcentre et se diffuse dans l'espace, il convient d'appliquer un coefficient k d'abattement de la pluie qui diminue lorsqu'on s'éloigne de l'épïcentre.

On obtiendra alors la relation:

$$Q = CKIA \quad (5.6)$$

Les valeurs de ce coefficient étudié par Fruhling (5) sont données dans le tableau 5.1 dans le cadre des indications portées sur la figure 5.3 en fonction de:



$$l_m = \frac{A}{L}$$

Figure 5.3 Schéma pour la détermination du coefficient d'abattement k

- la distance d du point B à l'amont du tronçon étudié au point o, qui peut être considéré comme le centre du bassin;
- la longueur totale L du bassin, de l'extrémité amont à l'extrémité aval ;

-la largeur moyenne l_m du bassin c'est à dire la largeur du rectangle dont la surface serait égale à la surface A du bassin et qui aurait un grand côté de longueur L.

Cette méthode dite rationnelle doit sa simplicité aux hypothèses suivantes:

- elle ne donne que le débit de pointe de l'hydrogramme associé à une précipitation ;
- chaque tronçon du réseau est dimensionné avec une intensité ou une averse qui lui est propre.
- le stockage par rétention superficielle et l'emmagasinement dans les rigoles ne sont pas pris en compte.

Malgré ces limites, la méthode fournit de bons résultats .

Tableau 5.1 Valeurs du coefficient d'abattement k

d(m)	200	400	600	800	1000	1200	1400
Si $lm \leq L/2$	0.91	0.88	0.85	0.83	0.81	0.79	0.77
Si $lm > L/2$	0.90	0.86	0.83	0.80	0.78	0.76	0.75
d(m)	1600	1800	2000	2200	2400	2600	2800
Si $lm \leq L/2$	0.76	0.75	0.73	0.72	0.70	0.69	0.68
Si $lm > L/2$	0.72	0.70	0.69	0.67	0.66	0.64	0.63

5.2 Evaluation des paramètres utilisés

5.2.1 Coefficient du ruissellement, C

Le coefficient de ruissellement d'une surface est donné par le rapport d'un volume d'eau qui ruisselle de cette surface au volume d'eau qui y tombe.

La valeur de ce coefficient varie selon les facteurs suivants:

- la nature de la surface;
- la pente de surface;
- le stockage possible en surface;
- le degré de saturation;
- l'intensité de précipitation.

Il est aussi pris comme égal au taux d'imperméabilisation.

$$C = \frac{A'}{A} \quad (5.6)$$

A = Surface totale du bassin;

A' = surface totale des parties imperméables.

A défaut de pouvoir être calculé, on peut utiliser les coefficients moyens suivants recommandés par CYRIL GOMELLA et HENRI GUERREE (1).

Habitation très dense	0.9
Habitation dense	0.6 à 0.7
Quartiers résidentiels	0.4 à 0.5
Zones industrielles	0.2 à 0.3
Squares, jardins, prairies	0.05 à 0.2

On a ainsi utilisé le découpage de la ville suivant le type d'occupation du sol et la densité projetée de chaque zone à l'an 2000, effectué par ITALCONSULT. La valeur utilisée pour chaque zone est donnée au plan RG2.

Pour des bassins en série ou en parallèle de surface A,

$A = A_1 + A_2 + A_3 \dots A_n = \sum A_k$, le coefficient de ruissellement global est donné par :

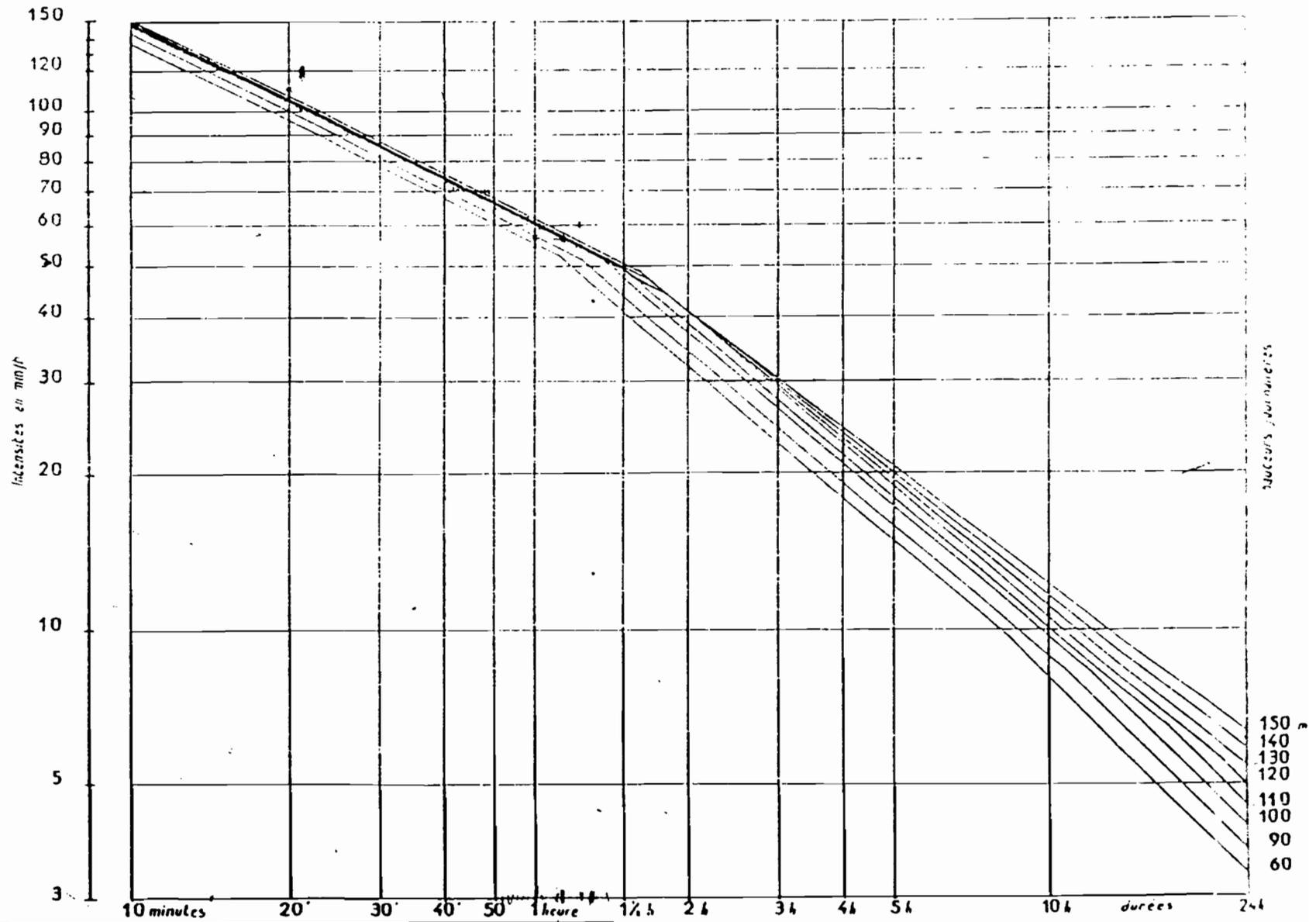
$$C = \frac{\sum C_k \times A_k}{\sum A_k} \quad (5.7)$$

5.2.2 Intensité moyenne de précipitation

Une précipitation est caractérisée par son intensité et sa durée, les pluies les plus intenses étant les plus courtes. Une relation entre les durées d'averse et les intensités moyennes de précipitation devraient être obtenue à partir du tracé des courbes intensité-durée-fréquence de la première partie de ce projet. Mais du fait que les parties ont été menées en parallèle à cause des difficultés rencontrées lors de la collecte des informations à propos des pluviogrammes, on a été obligé d'utiliser les courbes enveloppes intensité-durée-fréquence établies pour le SENEGAL par le comité Inter-Etat d'étude hydraulique (6). Ces courbes montrées à la figure 5.4 pour une fréquence quinquennale sont établies pour les hauteurs maximales journalières de 150, 140, 130, 120, 110, 100, 90 et 60 mm. Pour évaluer donc l'intensité moyenne pour une durée égale au temps de concentration, il suffit de prendre la hauteur de précipitation journalière exceptionnelle de Thiès donnée dans la littérature (5) au tableau 5.2 à savoir 146.8 mm/j pour une fréquence quinquennale et déduire l'intensité à partir de la figure.

La fréquence de design de cinq ans a été choisie parce que le document du CIEH ne comporte pas les courbes pour les fréquences

Courbes intensités-durées
probabilité 1 fois en 5 ans



46

OSTOM A. DATE 4.6.1943 DESSINE G. G. SEN 41.056

Figure 5.4 : Courbes intensités - durées
Probabilité 1 fois en 5 ans

TABLERU 5.2

HAUTEURS de PRECIPITATIONS JOURNALIERES EXCEPTIONNELLES
aux DIVERS POSTES d'OBSERVATIONS

Stations	$F_1(\sigma)$	log x:	σ	Nombre d'années	Moy. annuelle :		1/2 ans :		1/5 ans :		1/10 :		1/20 :		1/50 :		1/100 :	
					calc	exp	calc	exp	calc	exp	calc	exp	calc	exp	calc	exp	calc	exp
KONDOLE	0,0685	1,285	0,306	20	663	66,2	66,5	81,8	81,0	104,5	95,0	125	146,5	179	200	225	250	275
DIOURBEL	0,0537	1,319	0,293	42	669	64,7	65,0	80,0	76,8	102	105,7	120,5	140	170	195	220	245	270
THIES	0,1104	0,938	0,456	31	699	67,9	68,0	91,	99,9	130,5	146,8	165,5	208	245	280	315	350	385
BANBEY	0,1141	1,109	0,371	32	693	69,6	69,0	83,1	84,0	117,5	119,9	143	172	216	250	285	320	355
NAHARY	0,0322	1,600	0,176	17	755	69,4	68,4	80,0	82,9	94,0	93,8	104,5	115,5	130,5	144	159	174	189
MBOUR	0,0596	1,346	0,329	27	759	79,6	81,0	100,5	99,0	132,5	121,6	159,5	190	225	260	295	330	365
KIDIRA	0,0782	1,284	0,299	35	748	67,0	67,0	92,1	79,5	104,5	105,0	123	143,5	173,5	198,5	223,5	248,5	273,5
KAFFRINE	0,0811	1,257	0,305	27	767	65,2	65,0	90,5	78,8	102,5	105,4	121	141,5	171,5	196,5	221,5	246,5	271,5
GOUDIRY	0,0961	1,277	0,294	21	798	67,9	65,5	82,6	78,7	104	105,1	122	141,5	170	199	228	257	286
MBROSS	0,0761	1,295	0,294	12	776	66,7	73,4	81,5	81,6	103,5	98,2	122	141,5	170,5	199,5	228,5	257,5	286,5
FAVICK	0,0562	1,480	0,246	39	828	77,1	77,5	91,1	89,9	115,5	112,5	130,5	149	174,5	199,5	224,5	249,5	274,5
KAOBACK	0,0708	1,326	0,308	43	830	74,1	74,0	91,8	85,2	118	116,5	140	164,5	200	230	260	290	320
KOMPENTOUH	0,0902	1,230	0,363	19	840	81,5	83,0	104	90,2	138	115,0	168,5	202,5	253,5	299	349	399	449
THIADIAYE	0,0843	1,216	0,361	13	768	76,2	80,0	97,3	92,6	130	114,8	158	190	238	280	320	360	400
FOUNDIOUGNE	0,0644	1,421	0,292	34	883	83,9	84,0	103,5	104,2	131	125,1	154,5	180	217,5	253	289	325	361
KOUJEGHEUL	0,0782	1,330	0,285	28	900	70,2	70,0	95,3	85,5	107,5	115,0	125,5	145,5	174	193	213	233	253
JOAL	0,0761	1,295	0,360	18	871	87,7	86,2	112	111,8	150	149,3	183	220,5	276,5	335	395	455	515
TAMBACOUNDA	0,1057	1,240	0,311	37	918	69,7	70,0	86,0	84,5	109	111,3	128,5	150	182	208,5	235	261,5	288,5
GUENETO	0,1014	1,243	0,312	36	927	69,9	70,0	85,5	84,5	104,5	114,1	129	151	183	210	237	264	291
MAKA COULIBENI AM	0,0941	1,302	0,283	23	935	69,2	70,2	83,4	80,0	104	100,5	121,5	140	167,5	189	211,5	234,5	257,5

supérieures, sinon pour des ouvrages de telle envergure, il serait adéquat de prendre une période d'au moins de dix ans.

5.2.3 Temps de concentration

Le temps de concentration t_c est défini comme étant le temps nécessaire au ruissellement, issu du point le plus éloigné du bassin, pour se rendre à l'exutoire.

Il est égal à la somme du temps d'écoulement (t_e) en surface et du temps d'écoulement en conduite (t_f).

$$t_c = t_e + t_f \quad (5.8)$$

5.2.3.1 Temps d'entrée

Le temps d'écoulement en surface ou temps d'entrée est fonction de:

- la pente du terrain

- la nature de la surface sur laquelle l'eau doit d'abord ruisseler avant d'atteindre l'exutoire

Plusieurs modèles ont été développés. Certains sont propres à des surfaces données alors que d'autres ont été développés pour des secteurs mixtes caractérisés par un pourcentage de surface imperméable.

Les modèles propres à des surfaces sont inadaptes et donc rejetés car notre zone mixte. Parmi les modèles mixtes, on a celui de SCHAAKE (7).

Il propose

$$t_e = \frac{1.11 \times L^{0.24}}{S^{0.16} \times Imp^{0.26}} \quad (5.9)$$

avec

t_e = temps d'entrée (min)

L = longueur maximale de parcours sur la surface drainée (m)

Imp = Proportion des surfaces imperméables. (1)

S = pente du thalweg (1)

Mais à cause des difficultés de quantifier les proportions des surfaces imperméables, on a préféré à ce modèle, celui de la Federal Aviation Agency, présenté par Labonté et Pattry (7):

$$t_e = \frac{0.702(1.1-C) \times \sqrt{L}}{s^{0.33}} \quad (5.10)$$

t_e = temps d'entrée (min)

L = longueur maximale de parcours sur la surface (m);

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

C = coefficient de ruissellement (1).

5.2.3.2 Calcul du temps d'écoulement en conduite t_f

Le temps d'écoulement en conduite t_f est estimé par (8):

$$t_f = \frac{L_c}{V \times 60} \quad (\text{min}) \quad (5.11)$$

t_f = temps d'écoulement en conduite (min)

V = vitesse de l'écoulement (m/s);

L_c = longueur de conduite (m).

5.2.4 Pente du terrain

La pente d'un tronçon de terrain est estimé par la relation :

$$s = \frac{C_{am} - C_{av}}{L} \quad (5.12)$$

dans laquelle:

Tableau 5.3

Aire des bassins versants

N° bassin	Aire(ha)	N° bassin	Aire(ha)	N° bassin	Aire(ha)
1	14.5	31	14.4	61	17.7
2	25.1	32	23.2	62	24.9
3	4.3	33	10.3	63	8.6
4	2.1	34	12.9	64	5.8
5	10	35	20.7	65	6.3
6	7.4	36	6.5	66	82.6
7	13.8	37	4	67	61.2
8	211.2	38	18.9	68	12
9	14.7	39	72.3	69	9
10	5.3	40	15.2	70	18.3
11	15.9	41	41.6	71	4.6
12	2.3	42	44.5	72	12.3
13	14.2	43	17	73	4.7
14	12.9	44	29.2	74	26.1
15	14.7	45	3.6	75	10.5
16	2.8	46	8.2	76	24.1
17	23	47	9.6	77	2.6
18	13.5	48	2	78	9.1
19	4.1	49	0.9	79	22.2
20	10.4	50	3.2	80	26.2
21	16.6	51	14.5	81	8.3
22	11.8	52	4.2	82	3
23	7.3	53	8.3	83	49.4
24	11.8	54	21.4	84	36
25	12	55	6.2	85	7
26	23.9	56	12.1	86	63.5
27	99.6	57	6.9	87	199.1
28	1.4	58	12.4	88	303.1
29	11.2	59	10.6	89	184.3
30	6.1	60	10.7		

Cam = cote amont du tronçon; (m)

Cav = cote avale du tronçon; (m)

L = longueur du tronçon. (m)

Pour un cheminement consécutif de n tronçons de longueurs L1, L2, ..., Ln de pentes respectives p1, p2, ..., pn, la pente moyenne p le long de ce cheminement de longueur L est donné par (5):

$$p = \left[\frac{L}{\frac{L_1}{\sqrt{p_1}} + \frac{L_2}{\sqrt{p_2}} + \dots + \frac{L_n}{\sqrt{p_n}}} \right]^2 \quad (5.13)$$

5.2.5 Aire des bassins versants

La délimitation des bassins versants de chaque collecteur ou antenne est faite sur RG1 en annexe 4. L'évaluation est effectuée au planimètre et résumée dans le tableau 5.3.

6.1 Hypothèses

Les hypothèses suivantes ont été utilisées:

- 1) Les conditions d'application de la méthode rationnelle avec intensité uniforme sont réalisées;
- 2) La pente du thalweg le long d'un tronçon est considérée constante. On fait fi des irrégularités du terrain et par conséquent sa capacité de rétention.
- 3) On considère la longueur maximale de parcours sur la surface drainée, égale à la longueur de conduite.
- 4) La portion de la surface totale drainée par un tronçon d'un canal donné est proportionnelle à sa longueur.
- 5) La formule de Manning dans le cas d'un écoulement uniforme est applicable pour la détermination des capacités des sections et leur design. Donc l'écoulement est supposé permanent et uniforme le long d'un tronçon.

La capacité Q_p des section est donnée par:

$$Q_p = VA \quad (6.1)$$

V = vitesse moyenne de l'écoulement dans la section (m/s) ;

A = La section mouillée (m^2).

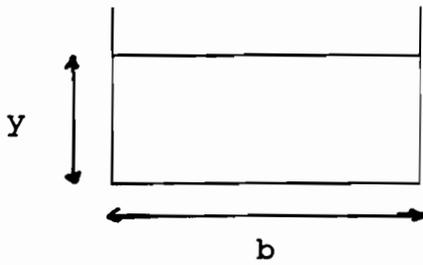
Pour Manning,
$$V = 1/n \times R^{2/3} \times P_o^{1/2} \quad (6.2)$$

n = coefficient de rugosité;

P_o = pente du tronçon de canal;

$$R = \text{rayon hydraulique} = \frac{\text{Section de l'écoulement}}{\text{périmètre mouillé}}$$

1) section rectangulaire

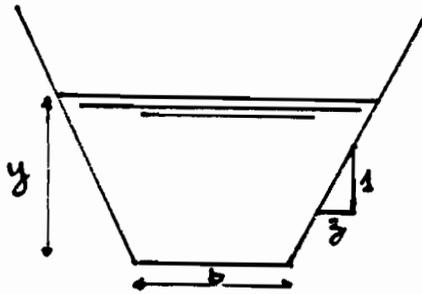


Aire d'écoulement: $A = by$

Périmètre mouillé: $P = b+2y$

rayon hydraulique $R = \frac{by}{b + 2y}$

2) section trapézoïdale



Aire d'écoulement : $A = y(b+zy)$

Périmètre mouillé : $P = b+2y\sqrt{1+z^2}$

Rayon hydraulique : $R = \frac{y(b+2y)}{b+2y\sqrt{1+z^2}}$

pende $Po = \frac{Ram - Rav}{Lc} \quad (1)$

Ram = cote amont du radier (m);

Rav = cote aval du radier (m);

Lc = longueur de conduite (m).

4) Le coefficient de rugosité est pris égal à 0.015 en raison de l'âge des ouvrages.

6.2 Vérification du réseau

Le principe de base de la vérification des éléments du réseau est la comparaison du débit ruisselé et de la capacité de chaque tronçon. Les étapes de calcul sont la détermination des paramètres utilisés dans les relations donnant les deux débits.

6.2.1 Récapitulation des paramètres

1) capacité de section

a) vitesse d'écoulement : $V = 1/n \times R^{2/3} \times P_0^{1/2}$ (m/s)

b) aire d'écoulement : A (m²)

c) capacité de section : VA (m³)

2) débit ruisselé

a) temps de concentration: $t_c = t_e + t_f$ (min)

$$t_e = \frac{0.702(1.1-C)\sqrt{L}}{S^{0.33}}$$

$$t_f = \frac{L_c}{V \times 60}$$

b) A = surface drainée (ha)

c) σA = Portion de la surface totale drainée par un canal donné, associée à un tronçon à l'étude (ha)

d) C = coefficient de ruissellement

e) I = intensité de précipitation (m/h)

f) Q = débit ruisselé = $2.75 \times 10^{-3} \times CAI$ (m³/s)

6.2.2 Exemple de calcul

Antenne E.P1.6

Ce canal long de 1493 m traverse le SMDR et HLM ROUTE DE DAKAR. Il est de section trapézoïdale, de hauteur variant de 0.70 à 1 m, de largeur à la base de 0.75 à 1.50 m et de largeur au sommet de 0.75 à 2.80 m. La surface totale drainée est 81.71 ha. Son profil en long est présenté en annexe 4.

Tronçon 1

Section rectangulaire: $b = 0.75$ m, $h = 0.70$ m

$$L = 94 \text{ m}$$

$$C_{am} = 75.75 \text{ m}$$

$$C_{av} = 75.00 \text{ m}$$

$$R_{am} = 74.80 \text{ m}$$

$$R_{av} = 74.27 \text{ m}$$

$$\delta A = 5.14 \text{ ha}$$

$$C = 0.6$$

Tronçon 2

Section rectangulaire $b = 0.75$, $h = 0.70$

$$L = 120 \text{ m}$$

$$C_{am} = 75.00 \text{ m}$$

$$C_{av} = 74.00 \text{ m}$$

$$R_{am} = 74.27 \text{ m}$$

$$R_{av} = 73.60 \text{ m}$$

$$C = 0.6$$

$$\sigma A = 6.17 \text{ ha}$$

Calcul des capacités

Tronçon 1

Rayon hydraulique

$$R = \frac{0.70 \times 0.75}{0.75 + 2 \times 0.70} = 0.244 \text{ m}$$

Aire d'écoulement

$$A = 0.70 \times 0.75 = 0.525 \text{ m}^2$$

Pente du radier

$$P_o = \frac{R_{am} - R_{av}}{L} = \frac{74.80 - 74.27}{94} = 0.564\%$$

Vitesse d'écoulement

$$V = 1/0.015 \times (0.244)^{2/3} \times (5.64 \times 10^{-3})^{1/2} = 1.95 \text{ m/s}$$

Capacité de section

$$Q_p = AV = 1.95 \times 0.525 = 1.00 \text{ m}^3/\text{s}$$

Tronçon 2

La section de ce tronçon et la pente du radier sont les mêmes que pour le tronçon 1 donc la capacité est la même.

Vitesse d'écoulement: $V = 1.95 \text{ m/s}$

Section d'écoulement: $A = 0.525 \text{ m}^2$

Capacité de section : $Q_p = 1 \text{ m}^3/\text{s}$

Calcul des débits ruisselés

Tronçon 1

Pente de terrain :

$$p = \frac{Cam-Cav}{L} = \frac{75.75-75.00}{94} = 0.798\%$$

Temps d'entrée

$$te = \frac{0.702(1.1-0.6)\sqrt{94}}{(7.98 \times 10^{-3})^{0.33}} = 16.76 \text{ min}$$

Temps d'écoulement en conduite

$$tf = \frac{94}{1.95 \times 60} = 0.80 \text{ min}$$

Temps de concentration

$$tc = 16.76 + 0.80 = 17.56 \text{ min}$$

Intensité de précipitation

$$I = 118 \text{ mm/h pour } tc = 17.56 \text{ min}$$

Débit ruisselé

$$Q = 2.75 \times 10^{-3} \times 5.14 \times 0.6 \times 118 = 1 \text{ m}^3/\text{s}$$

Tronçon 2

Pente du terrain

$$S = \frac{75.00-74.00}{120} = 0.833\%$$

Variation de superficie

$$\delta A = 81.71 \times 120/1493 = 6.57 \text{ ha}$$

Superficie drainée

$$A = 6.57 + 5.14 = 11.72 \text{ ha}$$

Coefficient du ruissellement global

$$\text{Bassin en série : } C = \frac{0.6 \times 6.57 + 0.6 \times 5.14}{11.72} = 0.6$$

temps d'entrée

$$t_e = \frac{0.702(1.1-0.6)\sqrt{120}}{(8.33 \times 10^{-3})^{0.33}} = 18.66 \text{ min}$$

Temps d'écoulement en conduite

$$t_f = \frac{120}{60 \times 1.95} = 1.03 \text{ min}$$

Temps de concentration

$$t_c = 1.03 + 18.66 = 19.69 \text{ min}$$

Intensité de précipitation

$$I = 109 \text{ mm/h pour } t_e = 19.69 \text{ min}$$

Débit ruisselé

$$Q = 2.75 \times 10^{-3} \times 11.72 \times 0.6 \times 109 = 2.1 \text{ m}^3/\text{s}$$

En résumé, pour le tronçon 1, sa capacité ($1 \text{ m}^3/\text{s}$) est égale au débit ruisselé alors que pour le tronçon 2, le débit ruisselé $Q_p = 2.1 \text{ m}^3/\text{s}$ est supérieur est à la capacité ($1 \text{ m}^3/\text{s}$) .

Les calculs ont été menés de la même manière pour les autres tronçons et les résultats sont fournis dans le tableau 6.8 à la page suivante. Ceux des autres collecteurs et antennes sont en annexe 5.

6.3 Remarques et conclusion

On constate que pour les canaux EP 1.6, EP 1.4 , EP 1.2.1, EP 1.2.2, EP 1.5.1, EP 1.5, EP 2.5, EP2, EP1, les débits débits ruisselés sont supérieurs aux capacités des sections sur presque tous les tronçons d'au moins 200%. Donc la capacité du reseau existant est dépassée.

Pour résoudre ce problème, nous devons concevoir d'autres canaux supplémentaires qui diminueront les surfaces drainées par ces antennes et collecteurs existant et réduire ainsi les débits ruisselés.Ceci fait l'objet du chapitre suivant.

Vérification du collecteur EP 1.6

Tableau 6.8.a

LOCALISATION	Temps de concentration (min)	Accroissement de superficie (ha)	Facteur de ruissellement au tronçon	Superficie IMP. au tronçon (ha)	Superficie cumulative (ha)	Superficie IMP. cumulative (ha)	Facteur de ruissellement global ALA	Intensité de la précipitation (mm/h)	Débit maxiaml (m ³ /s) 2.75 * 10 ⁻³ AIR	Pente (m/m) ‰ Terrain incliné	Diamètre (mm)	Vitesse coulant plein (m/s)	Longueur (m)	Temps d'écoulement (min)	Capacité (m ³ /s) pour n = 0.015	Elevations du sol (m)		Elevations des radiers (m)	
																AMONT	AVAL	AMONT	AVAL
	t _c	ΔA	I _T	ΔAI _T	A	AI	I	R	Q	S	D	v	L	t _e	Q _c				
1-2	17.56	5.15	0.6	3.09	5.15	3.09	0.6	118	1	7.98	0.525	1.95	94	0.80	1	75.75	75.00	74.80	74.27
2-3	19.69	6.57	0.6	3.94	11.72	7.03	0.6	109	2.1	8.33	"	"	120	1.03	1	75.00	74.00	74.27	73.60
3-4	6.97	0.88	0.6	0.53	12.6	7.56	0.6	150	3.12	8.36	0.735	1.66	16.00	0.16	1.22	74.00	74.20	73.60	73.55
4-5	17.70	2.85	0.4	1.14	15.45	8.7	0.56	118.3	2.83	8.36	"	"	52	0.52	1.22	74.20	74.30	73.38	73.39
5-6	27.51	2.74	0.4	1.1	18.19	9.8	0.54	94.5	2.55	8.36	"	"	50	0.50	1.22	74.30	74.20	73.39	73.24
6-7	22.11	4.38	0.4	1.75	22.57	11.55	0.51	103.9	3.30	8.36	"	"	80	0.80	1.22	74.20	74.40	73.24	72.99
7-8	13.35	1.64	0.4	0.66	24.21	12.21	0.50	138.3	4.64	8.36	"	"	30	0.30	1.22	74.40	74.10	72.99	72.90
8-9	15.13	2.52	0.4	1	26.73	13.21	0.49	129	4.69	10.9	"	2.46	46	0.31	1.8	74.00	73.50	72.65	72.34
9-10	15.13	2.52	0.4	1	29.25	14.21	0.486	129	5.04	10.8	"	2.46	46	0.31	1.8	73.50	73.00	72.09	71.78
10-11	10	1.53	0.4	0.61	30.78	14.82	0.48	150	6.11	17.8	"	"	28	0.19	1.8	73.00	72.50	71.53	71.34
11-12	10	1.53	0.4	0.61	32.31	15.43	0.477	150	6.36	17.8	"	"	28	0.19	1.8	72.50	72.00	71.09	70.90
12-13	7.55	1.09	0.4	0.44	33.40	15.87	0.475	150	6.54	25	"	2.52	20	0.13	1.86	72.00	71.50	70.65	70.51
13-14	6.56	0.82	0.4	0.33	34.22	16.2	0.473	150	6.69	25	"	"	15	0.2	1.86	71.50	71.13	70.26	70.12

Vérification collecteur EP 1.6

Tableau 6.8. L

LOCALISATION	Temps de concentration (min) t_c	Accroissement de superficie (ha) ΔA	Facteur de ruissellement au tronçon I_T	Superficie IMP. au tronçon (ha) $\Delta A I_T$	Superficie cumulative (ha) A	Superficie IMP. cumulative (ha) $A I$	Facteur de ruissellement global I A/A	Intensité de la précipitation (mm/h) R	Débit max. (m ³ /s) Q 2.75 * 10 ⁻³ AIR	Pente (m/m) S % du Terrain Aléatoire	Diamètre (mm) D	Vitesse coulant plein (m/s) v	Longueur (m) L	Temps d'écoulement (min) t_e	Capacité (m ³ /s) pour $n = 0.015$ Q_p	Élévations de sol (m)		Élévations des radiers (m)	
																AMONT	AVAL	AMONT	AVAL
14-15	6.39	0.27	0.4	0.11	34.49	16.31	0.473	150	6.73	26	0.735	2.52	5	0.04	1.86	71.13	71.00	70.12	69.87
15-16	5.32	0.55	0.4	0.22	35.04	16.53	0.472	150	6.82	25	"	"	10	0.07	1.86	71.00	70.75	69.87	69.80
16-17	7.55	1.09	0.4	0.44	36.13	16.97	0.47	150	7.00	25	"	"	20	0.13	1.86	70.75	70.25	69.55	69.41
17-18	7.04	0.77	0.4	0.31	36.9	17.28	0.468	150	7.13	17.8	"	2.42	14	0.1	1.78	70.25	70.00	69.16	69.07
18-19	7.90	1.31	0.4	0.52	38.21	17.80	0.466	150	7.34	29.2	"	2.42	24	0.17	1.78	70.00	69.30	68.86	68.70
19-20	4.70	1.37	0.6	0.82	39.58	18.62	0.47	150	7.69	52	2.15	10.25	25	0.04	22.03	69.30	68.00	68.30	68.00
20-21	5.97	1.64	0.6	0.98	41.22	19.60	0.476	150	8.09	33.3	"	8.2	30	1.06	17.64	68.00	67.00	67.00	67.00
21-22	21.26	7.39	0.6	4.43	48.61	24.03	0.494	105.6	6.99	7.4	"	3.87	135	0.58	8.32	67.00	66.00	66.00	66.00
22-23	16.50	1.64	0.6	0.98	50.25	25.01	0.498	150	10.32	21.7	"	5.5	30	0.09	11.83	66.00	65.35	65.00	64.50
23-24	24.57	5.47	0.4	2.19	55.72	27.2	0.488	100.5	7.52	8.36	"	2.25	100	0.79	4.83	65.35	65.36	64.55	64.30
24-25	52.42	10.40	0.4	4.16	66.12	31.36	0.474	66	5.69	2.2	"	2.15	190	1.47	4.62	65.36	64.94	64.30	63.89
25-26	13.28	1.64	0.4	0.66	67.76	32.02	0.473	138	12.15	8.36	"	2.15	30	0.23	4.62	64.94	64.94	63.89	63.80
26-27	18.92	3.28	0.4	1.3	71.04	33.32	0.469	110	12.08	8.36	"	2.15	60	0.465	4.62	64.94	65.04	63.80	63.46

Au chapitre précédent, nous avons montré que la capacité du réseau existant était dépassée. Cette situation est due au fait que le réseau est de faible densité et les surfaces à drainer très grande. De plus les canaux existants ont subi des bris et de colmatage par manque d'entretien. Le but de ce chapitre est de projeter d'autres collecteurs et antennes pouvant renforcer ceux existant et les alléger ainsi en drainant une partie de la surface

7.1 Solution proposée

La solution proposée est représentée sur le plan RG 1, plan d'ensemble du réseau en annexe 4. Elle est projetée à l'an 2000 car elle est proposée sur un plan directeur d'urbanisme prévu pour l'an 2000 de la ville.

Elle comporte en majorité des dalots et quelques conduites circulaires en raison de la topographie du terrain.

Elle est constituée:

- d'un canal périmétral II en continuité avec le canal périmétral I formant ainsi un anneau qui protégera la ville contre les eaux s'écoulant des bassins les plus élevés. Sa section est trapézoïdale avec une inclinaison de 30° par rapport à la verticale et sera réalisé en terre. Pour limiter la vitesse le long de profil et donc éviter l'érosion du lit, on a prévu des points de chute.
- Sept collecteurs principaux auxquels se raccordent des antennes qui assureront l'éloignement des eaux de pluie propres à la ville. Ils seront tous de section rectangulaire ou trapézoïdale sauf

les antennes EP 1.6.1, EP 3.1 qui seront circulaires et sous pression en raison de topographie. Les canaux seront en béton et couvert de dalles amovibles. Les tronçons situés en traversés de chaussées seront couverts par une dalle fixe. Des regards sont placés à toutes les intersections de rue pour accueillir les eaux provenant des puisards des rues transversales .

7.2 Calcul du réseau

L'évaluation des éléments nécessaires au calcul du réseau a été faite avec les mêmes méthodes que lors de la vérification. Il s'agit des quantités d'eaux ruissellées qui constituent ici les débits calculés évaluées par la méthode rationnelle, les capacités des sections qui constituent les débits à plein, calculées par la formule de Manning mais avec un coefficient de rugosité de 0.013 du fait que les canaux seront neufs.

7.2.1 Choix des pentes longitudinales

Les pentes longitudinales ont été choisies en fonction de la topographie du terrain afin de minimiser les excavations. On part en fait de la pente moyenne du tronçon et on l'améliore enfin en fonction de la vitesse d'écoulement , pour être dans les limites recommandées pour l'autocurage des collecteurs.

7.2.2 Vitesse d'écoulement

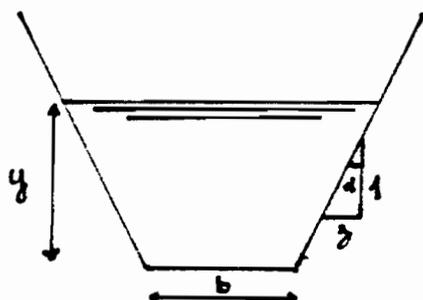
Pour assurer l'autocurage des canaux, c'est à dire que les sables soient automatiquement entraînés par l'écoulement, on a retenu les limites de vitesse recommandées à savoir un minimum de 0.9 m/s et pour éviter l'usure prématurée des canaux, un maximum de 4 m/s. Le long des collecteurs où la vitesse d'écoulement dépasse ce maximum, on a réalisé des points de chute. Un exemple type de ces points de chute est réalisé sur le canal périmétral dont le profil en long se trouve en annexe 6

sur le plan PF II.

7.2.3 Choix des sections

On part en général de la meilleure section hydraulique. La meilleure section hydraulique ou section de meilleur rendement hydraulique est celle qui, pour une forme donnée et une aire donnée de section d'écoulement, donne le plus fort débit pour une pente donnée. Autrement dit, la meilleure section hydraulique est considéré comme celle qui portera un débit donné avec une pente minimum, donc avec perte de charge minimum. Le principe est le suivant:

Soit un canal trapézoïdal



avec A , α constants, y et b variables

Le rayon hydraulique est

$$\frac{A}{p} = \frac{A}{b + 2y \operatorname{seca}}$$

$$\operatorname{seca} = 1/\operatorname{cosa}$$

$$A = by + y^2 \operatorname{tga},$$

$$b = \frac{A - y^2 \operatorname{tga}}{y}$$

$$R = \frac{A}{A/y - y \operatorname{tga} + 2y \operatorname{seca}}$$

En faisant $dR/dy = 0$, on trouve $b = 2y(\operatorname{seca} - \operatorname{tga})$

avec $\operatorname{tga} = z$, on a $b = 2y(\sqrt{1+z^2} - z)$ et $R = y/2$

Pour une section rectangulaire $b = 2y$ car $z = 0$.

Ces valeurs de b et y trouvées par ces formules sont ensuite aménagées pour prendre une certaine revanche pour tenir compte de l'effet de vent, de la consolidation du matériau du talus en prenant soin de ne pas trop s'en écarter pour que le rendement hydraulique ne soit diminué de manière considérable.

7.2.4 Surface tributaire des bassins

Elles sont évaluées à partir des bassins versants délimités et numérotés sur le plan RG1 présenté en annexe 4. Les sections des bassins versants sont évaluées au planimètre et confinées dans le tableau 5.3.

7.2.5 Exemple de calcul

Antenne E.P2.7

Cette antenne longue de 264 m est divisée en 2 parties. Une première partie longue de 130 m dimensionnée avec un débit de calculé de 0.77 m³/s et une deuxième partie longue de 134 m dimensionnée avec un débit calculée de 1.40 m³/s.

Ces débits calculés sont en fait les quantités d'eau ruissellées évaluées par la méthode rationnelle dont un exmple de calcul est fourni au chapitre 6.

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

Section rectangulaire

Section de meilleur rendement : $R = y/2, b = 2y$

$$Q = 1/n \times 2^{1/3} \times y^{8/3} \times S^{1/2}$$

$$y = (Q \times n / 2^{1/3} \times S^{1/2})^{3/8}$$

Partie 1

$$\text{Pente } S = 0.510 \%$$

$$y = (0.77 \times 0.013 / (2^{1/3} \times (5.10 \times 10^{-3})))^{3/8} = 0.44 \text{ m}$$

$$b = 2 \times 0.44 = 0.88 \text{ m}$$

Section choisie

$$y = 0.60 \text{ m}$$

$$b = 0.90 \text{ m}$$

Débit à plein

$$R = by / (b + 2y) = (0.60 \times 0.90) / (0.90 + 2 \times 0.60) \\ = 0.257 \text{ m}$$

$$Q = 1/0.013 \times 0.6 \times 0.90 \times (0.257)^{2/3} \times (5.1 \times 10^{-3})^{1/2} \\ = 1.20 \text{ m}^3/\text{s}$$

Vitesse à plein

$$V = Q/A = 1.20 / 0.54 = 2.22 \text{ m/s}$$

Vitesse calculée

Pour un débit calculé de $0.77 \text{ m}^3/\text{s}$, on calcule la section d'écoulement en calculant la hauteur atteinte par l'eau.

$$0.77 = 1/0.013 \times 0.90 \times y (0.9 y / (0.9 + 2y))^{2/3} \times (5.1 \times 10^{-3})^{1/2}$$

$$y = 0.40$$

$$V = Q/A = 0.77 / (0.90 \times 0.40) = 2.22 \text{ m/s}$$

Les calculs ont été fait de la même manière pour la deuxième partie et les résultats sont fournis au tableau 7.20 à la page suivante. Ceux des autres collecteurs et antennes sont en annexe 7. Les profils en long de tous les collecteurs sont regroupés en annexe 6.

7.3 Vérification

Cette deuxième vérification a pour but de voir si après le design du nouveau réseau, les anciens collecteurs sont en mesure de véhiculer les nouvelles quantités d'eau suite à la diminution de leur surface tributaire. Les méthodes de vérification sont les mêmes que dans la première phase au chapitre 6. En prenant toujours l'exemple de l'antenne E.P 1.6, on voit qu'elle draine actuellement une surface de 32.9 ha au lieu 81.57 ha. Le tableau de vérification est à la page suivante. On remarque bien que sa capacité est suffisante pour drainer de façon adéquate les débits ruisselés. Les autres tableaux de vérification sont en annexe 7

Tableau 7.20 Design Antenne EP.27

LOCALISATION	Temps de concentration (min)	Accroissement de superficie (ha)	Facteur de ruissellement au tronçon	Superficie IMP. au tronçon (ha)	Superficie cumulative (ha)	Superficie IMP. cumulative (ha)	Facteur de ruissellement global A/A	Intensité de la précipitation (mm/h)	Débit maxiaml (m ³ /s) 2.75 * 10-3 AIR	Pente (m/m)	Diamètre (mm)	Vitesse coulant plein (m/s)	Longueur (m)	Temps d'écoulement (min)	Capacité (m ³ /s) pour n = 0.0	Elévations de sol (m)		Elévations des radiers (m)	
																AMONT	AVAL	AMONT	AVAL
	25.00	2.55	0.40	1.02	2.55	1.02	0.40	100	0.28	15.10	0.57	2.22	70	0.53	1.20	82.30	82.00	81.30	80.94
	10.20	1.02	0.40	0.41	3.57	1.43	0.40	150	0.59	"	"	"	28	0.21	1.20	82.00	81.50	80.74	80.60
	11.50	1.16	0.40	0.66	4.73	1.83	0.40	14150	0.77	"	"	"	32	0.24	1.20	81.50	81.00	80.40	80.15
	09.00	0.80	0.40	0.32	5.53	2.21	0.40	150	0.91	7.83	0.13	3.11	22	0.12	1.96	81.00	80.60	80.15	79.98
	08.70	0.44	0.40	0.18	5.97	2.39	0.40	150	0.99	"	"	"	12	0.06	1.96	80.60	80.50	79.98	79.89
	25.50	2.18	0.40	0.87	8.15	3.26	0.40	90.50	0.89	"	"	"	60	0.32	1.96	80.50	80.30	79.88	79.41
Constueng EP.2	14.50	1.45	0.40	0.58	9.60	3.84	0.40	132.50	1.40	"	"	"	140	0.23	1.96	80.30	79.90	79.41	79.10

55

Tableau 7.37

Genification de l'antenne EP 1.6 (2^{ème} phase)

LOCALISATION	Temps de concentration (min)	Accroissement de superficie (ha)	Facteur de ruissellement au tronçon	Superficie IMP. au tronçon (ha)	Superficie cumulative (ha)	Superficie IMP. cumulative (ha)	Facteur de ruissellement global A/A	Intensité de la précipitation (mm/h)	Débit maxiaml (m³/s) 2.75 * 10 ⁻³ AIR	Pente (m/m)	section (m²) de surface (mm)	Vitesse coulant plein (m/s)	Longueur (m)	Temps d'écoulement (min)	Capacité (m³/s) pour n = 0.015	Elevations du sol (m)		Elevations des radiers (m)	
																AMONT	AVAL	AMONT	AVAL
	21.00	2.67	0.50	1.04	2.07	1.04	0.50	106.00	0.30	5.610	0.53	1.95	94.00	0.80	1.00	75.75	75.00	74.80	74.27
	23.50	2.64	0.50	1.32	4.71	2.36	0.50	102.00	0.66	5.610	0.53	1.95	120	1.03	1.00	75.00	74.00	74.27	73.60
	11.50	0.35	0.50	0.18	5.06	2.54	0.50	147.50	1.03	3.07	0.74	1.66	16.00	0.16	1.22	74.00	74.20	73.60	73.55
	22.00	1.15	0.30	0.35	6.21	2.89	0.47	104.00	0.83	3.07	"	"	52.00	0.52	"	74.20	74.30	73.35	73.39
	26.00	1.10	0.30	0.33	7.31	3.22	0.44	99.00	0.88	3.07	"	"	50.00	0.50	"	74.30	74.20	73.39	73.24
	30.00	1.76	0.30	0.53	9.67	3.75	0.41	89.00	0.92	3.07	"	"	80.00	0.80	"	74.20	74.40	73.24	72.99
	11.50	0.66	0.30	0.20	9.73	3.95	0.41	147.50	1.60	3.07	"	"	30.00	0.30	"	74.40	74.00	72.99	72.99
	15.20	1.01	0.30	0.30	10.74	4.25	0.40	128.00	1.50	6.76	"	2.46	46.00	0.31	1.80	74.00	73.50	72.65	72.34
	15.34	1.01	0.30	0.30	11.75	4.55	0.39	127.00	1.59	6.76	"	"	46.00	0.31	"	73.50	73.00	72.09	71.88
	11.50	0.62	0.30	0.19	12.37	4.74	0.38	150.00	1.96	6.76	"	"	28.00	0.19	"	73.00	72.50	71.53	71.34
	10.50	0.62	0.30	0.19	12.99	4.93	0.38	150.00	2.03	6.76	"	"	28.00	0.19	"	72.50	72.00	71.09	70.90
	08.00	0.44	0.30	0.13	13.43	5.16	0.38	150.00	2.09	7.14	"	2.52	20.00	0.13	1.86	72.00	71.50	70.65	70.51
	07.00	0.33	0.30	0.10	13.76	5.16	0.38	150.00	2.13	7.14	"	"	15.00	0.10	1.86	71.50	71.13	70.26	70.12

70

Tableau 7.37

Verification de l'antenne E.P: 1.6 (2^{ème} phase)

71

LOCALISATION	Temps de concentration (min)	Accroissement de superficie (ha)	Facteur de ruissellement au tronçon	Superficie IMP. au tronçon (ha)	Superficie cumulative (ha)	Superficie IMP. cumulative (ha)	Facteur de ruissellement global ALA	Intensité de la précipitation (mm/h)	Débit maximal (m³/s) 2.78 * 10 ⁻³ AIR	Pente (m/m) %	Section Cuvé Diamètre (mm)	Vitesse coulant plein (m/s)	Longueur (m)	Temps d'écoulement (min)	Capacité (m³/s) pour n = 0.015	Elevations de sol (m)		Elevations des radiers (m)	
																AMONT	AVAL	AMONT	AVAL
	04.00	0.11	0.30	0.03	13.87	5.19	0.37	150.00	2.14	7.14	0.74	2.52	5.00	0.04	1.86	71.13	71.00	70.12	69.87
	06.00	0.22	0.30	0.07	14.09	5.26	0.37	150.00	2.17	7.14	"	"	10.00	0.07	1.86	71.00	70.75	69.87	69.80
	08.00	0.44	0.30	0.13	14.53	5.39	0.37	150.00	2.22	7.14	"	"	20.00	0.13	1.86	70.75	70.25	69.55	69.41
	17.50	0.31	0.30	0.09	14.84	5.48	0.37	150.00	2.26	6.58	"	2.42	14.00	0.10	1.78	70.25	70.00	69.14	69.07
	08.50	0.53	0.30	0.16	15.37	5.64	0.37	150.00	2.33	6.58	"	2.42	24.00	0.17	1.78	70.00	69.30	68.86	68.70
	07.00	0.55	0.50	0.28	15.92	5.92	0.37	150.00	2.44	52.00	2.15	10.25	25.00	0.04	22.03	69.30	68.80	68.30	67.00
	09.00	0.66	0.50	0.33	16.58	6.25	0.38	150.00	2.58	33.00	"	8.20	30.00	0.06	17.14	68.00	67.00	67.00	66.00
	29.50	2.97	0.50	1.49	19.55	7.74	0.40	90.00	1.91	7.40	"	3.87	135.00	0.58	8.32	67.00	66.00	66.00	65.00
	10.00	0.66	0.50	0.33	20.21	8.07	0.40	150.00	3.33	15.00	"	5.50	30.00	0.09	11.83	66.00	65.36	65.00	64.55
	37.00	2.20	0.30	0.66	22.41	8.73	0.39	081.00	1.94	2.50	"	2.25	100.00	0.74	4.83	65.35	65.36	64.55	64.30
	54.00	4.19	0.30	1.26	26.60	9.99	0.38	063.00	1.73	2.29	"	2.15	190.00	1.47	4.62	65.36	64.94	64.30	63.89
	21.00	0.66	0.30	0.20	27.26	10.19	0.37	106.00	2.97	2.29	"	2.15	30.00	0.23	4.62	64.94	64.94	63.89	63.80
	30.00	1.32	0.30	0.40	28.58	10.59	0.37	089.00	2.59	2.29	"	2.15	60.00	0.07	4.62	64.94	65.04	63.80	63.60

L'objectif de ce projet était la réhabilitation et l'expansion du réseau d'eaux pluviales de la ville de Thiès.

Dans une première partie, après avoir cherché les données pluviométriques (pluviogramme) qui malheureusement ne couvrent que la période de 1978 à 1990, nous avons tracé les courbes intensité-durée-fréquence de période retour un an, deux ans, cinq ans et dix ans.

Dans une deuxième partie, après avoir montré que la capacité du réseau était dépassée, nous avons proposé une extension de l'ancien réseau d'évacuation en conservant le caractère gravitaire de l'écoulement, ceci pour plusieurs raisons:

-Tout d'abord le relief s'y prête en général bien car il présente des pentes assez significatives pour drainer naturellement les eaux.

-L'investissement initial qu'il requiert est moins élevé que pour les autres types de réseaux (avec station de refoulement, station de relèvement, etc...).

-Les coûts pour la maintenance seraient moins élevés pour ce système que pour un système avec des pompes et des moyens mécaniques.

La ville comportant quand même des zones parfois plates, il est nécessaire pour résoudre le problème de manière définitive de prévoir des stations de relèvement et/ou de refoulement dans notre réseau, par exemple sur les antennes E.P 1.6.1 et E.P 3.1 où l'eau pourra stagner ou même circuler dans le sens inverse de l'écoulement à l'exutoire.

La solution retenue pour le dimensionnement consiste en des canaux couverts de dalles amovibles, de section rectangulaire ou trapézoïdale et nous a conduit à des sections de l'ordre de 6 m². On pouvait diminuer les sections trop élevées en plaçant deux canaux le long d'une rue. Mais cela contribuera à augmenter le coût de notre réseau. La solution retenue nécessitant bien moins d'investissement initial que pour des conduites circulaires, requiert plus d'entretien. L'exemple du réseau existant en est édifiant où par manque de moyens, il a subi des colmatages sur presque tous les tronçons par suite de l'ensablement ou des dépôts d'ordures ménagères de la part de la population.

Nous n'avons pas eu le temps d'étudier toutes ces possibilités mentionnées ci-dessus car nous avons passé beaucoup de temps à la collecte des données topographiques et aussi à cause de l'indisponibilité au début du projet des données pluviométriques (pluviogramme) qui nous a conduit à utiliser les courbes intensité-durée-fréquence établies par la CIEH pour une période de retour de cinq ans. Ce qui est trop petit comme période de retour pour ce genre d'investissement.

C'est pourquoi nous pensons qu'il serait bien de continuer ce projet en prenant une période de retour de 10 ans dont la courbe a été tracée dans ce projet et faire le dimensionnement en calculant les temps d'entrée avec les longueurs maximales réelles de parcours en surface . Le même dimensionnement devra être fait pour des conduites circulaires afin de pouvoir comparer financièrement les deux solutions. Ce qui permettrait de faire un choix définitif pour la réalisation.

BIBLIOGRAPHIE

- (1) Fair, Geyer, Okun, WATER AND WASTERWATER ENGENEERING
Volume 1, Water supply and waterwater removal
- (2) Djibril SARR, PROJET DE FIN D'ETUDE ,ETABLISSEMENT DES
COURBES INTENSITE -DUREE-FREQUENCE DES PRECIPITATIONS A
DAKAR, 1984
- (3) J. Fourasier, B. Sahler PROBABILITES ET STATISTIQUE
Borda, PARIS 1981
- (4) G. Remeieras, HYDROLOGIE DE L'INGENIEUR
2^{ieme} édition EYROLLES Paris 1980
- (5) Cyril Gomella, Henri Guerrée
GUIDE DE L'ASSAINISSEMENT DANS LES AGGLOMERATIONS
URBAINES ET RURALES TOME 1 : La collecte
Edition EYROLLES 1986
- (6) Y. Brumet Moret ETUDE DES AVERSES EXCEPTIONNELLES
EN AFRIQUE OCCIDENTALE
République SENEGAL 1983
- (7) Roger Labonté, Gilles Patry, François G. Brière, Raymond
Desjardin DISTRIBUTION ET COLLECTE DES EAUX EN MILIEU
URBAIN 1986
- (8) Régis Bourrier LES RESEAUX D'ASSAINISSEMENT
CALCULS, APPLICATIONS, PERSPECTIVES
2^e édition revue et augmentée .Technique et documentation
LAVOISIER 1985

AUTRES BIBLIOGRAPHIES

Donald M.Gray MANUEL DES PRINCIPES D'HYDROLOGIE

Montréal 1972

M.Roche HYDROLOGIE DE SURFACE

Gauthier-Willars Paris ORSTOM 1963